

Хоменко Олександр Григорович

# ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ



Хоменко О.Г. Залізобетонні конструкції: навчальний електронний посібник. Глухів. 2017. – 208 с.

У даному посібнику розглянуті фізико-механічні властивості бетону, сталеві арматури та залізобетону, з урахуванням нових наукових даних у галузі матеріалознавства, технології бетону і арматури. Викладені загальні методи розрахунку і конструювання залізобетонних конструкцій. Особливу увагу приділено новим нормам проектування і розрахунку будівельних конструкцій,

Для студентів, що навчаються за спеціальністю 6.010104 "Професійна освіта. Промислове, громадське та сільськогосподарське будівництво".

Рецензенти: О.М. Лівінський, доктор техн.наук, професор (Глухівський національний педагогічний університет ім.О.Довженка),  
В.В.М. Калюх, доктор техн. наук, професор (Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій)

## ЗМІСТ

<b>ПЕРЕДМОВА</b> .....	6
<b>Розділ 1. ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ</b> .....	8
1.1 Загальні відомості про залізобетонні конструкції та перспективи їх розвитку. ....	8
1.2. Бетон. Фізико-механічні властивості бетону. Класи бетону.. ....	14
1.3. Арматура. Арматурні вироби .....	34
1.4. Фізико-механічні властивості залізобетону. ....	51
1.5. Корозія залізобетону і захист від неї .....	53
Контрольні питання для самоперевірки .....	58
<b>Розділ 2. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ</b> .....	58
2.1. Метод розрахунку за граничними станами. ....	58
2.2. Навантаження і впливи .....	66
2.3. Нормативні і розрахункові опори матеріалів .....	74
Контрольні питання для самоперевірки .....	77
<b>Розділ 3. РОЗРАХУНКИ НА МІЦНІСТЬ ПРИ ЗГИНІ</b> .....	77
3.1. Розрахунок міцності елементів залізобетонних конструкцій за нормальними перерізами (методика СнiП) .....	77
3.1.1. Розрахунок прямокутних перерізів з поодинокую арматурою.. .	80
Приклади розв'язання задач. ....	87
3.1.2. Розрахунок прямокутних перерізів з подвійною арматурою .....	91
Приклади розв'язання задач .....	95
3.1.3. Елементи таврового перерізу. ....	99
Приклади розв'язання задач. ....	102
3.2. Розрахунок міцності за похилими перерізами .....	103
Приклади розв'язання задач .....	105

3.3. Конструктивні особливості елементів, що згинаються	107
3.4. Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за деформаційним методом . . . . .	109
3.4.1. Основні передумови і допущення методу . . . . .	109
3.4.2. Несуча здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил . . . . .	112
3.4.3. Несуча здатність елементів двотаврового та таврового перерізів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил . . . . .	118
3.4.4. Приклад розрахунку згинальних залізобетонних елементів на міцність за деформаційною методикою . . . . .	122
Контрольні питання для самоперевірки.....	122
<b>Розділ 4. РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ.</b> . . . . .	126
4.1. Розрахунок умовно центрально стиснутих елементів . . . . .	127
4.2. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів. . . . .	129
Приклади розв'язання задач. . . . .	132
4.3. Конструктивні особливості стиснутих елементів . . . . .	135
Контрольні питання для самоперевірки . . . . .	137
<b>Розділ 5. ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ</b> . . . . .	137
5.1. Тріщиноутворення та методика визначення ширини тріщин . . . .	137
5.2. Визначення прогинів елементів, що згинаються. . . . .	143
Контрольні запитання для самоперевірки . . . . .	150
<b>Розділ 6. ПЛОСКІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ</b> . . . . .	151
6.1. Класифікація перекриттів. . . . .	151
6.2. Балочні ребристі перекриття. . . . .	154
6.3. Безбалочні перекриття. . . . .	174
Контрольні запитання для самоперевірки . . . . .	180
<b>Розділ 7. ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ.</b> . . . . .	181

7.1. Сутність попереднього напруження конструкцій та методи його створення. . . . .	181
7.2. Втрати попереднього напруження. . . . .	190
7.3. Зусилля і напруження попереднього обтиску . . . . .	198
Контрольні запитання для самоперевірки . . . . .	199
<b>ДОДАТКИ.</b> . . . . .	<b>200</b>
<b>ЛІТЕРАТУРА.</b> . . . . .	<b>207</b>

## ПЕРЕДМОВА

У навчальному посібнику "Залізобетонні конструкції" розглянуті фізико-механічні властивості бетону, сталеві арматури та залізобетону, з урахуванням нових наукових даних у галузі матеріалознавства, технології бетону і арматури, викладені основи теорії опору залізобетону, наведені сучасні методи розрахунку і конструювання залізобетонних конструкцій.

Навчальний посібник призначений для студентів спеціальності 15.01 Професійна освіта. Будівництво і складений у відповідності з навчальною програмою курсу "Будівельні конструкції". Основна мета даного посібника – активізувати та полегшити самостійну роботу студентів при вивченні розділу "Залізобетонні конструкції", допомогти оволодіти методикою розв'язання інженерних задач, набутти професійно значущих умінь розрахунку і конструювання залізобетонних конструкцій.

Теоретичний матеріал пов'язаний з практичними розрахунками, містить необхідний довідковий матеріал, ілюструється рисунками. У кінці кожного розділу подаються контрольні запитання, які допоможуть студентам перевірити рівень своїх знань та поглибити їх у процесі самостійної роботи. Приклади розрахунків надані достатньо детально, що дозволить студенту прослідити за ходом розв'язання задач, а також виконати необхідні розрахункові роботи та проекти.

Особливістю даного посібника є те, що у ньому розглянуті нові методи проектування і розрахунку будівельних конструкцій, які не представлені у попередній навчально-методичній літературі, хоча й знайшли відображення у наукових дослідженнях та втілені у практику проектування.

При підготовці підручника автором враховано багаторічний досвід викладання курсу "Будівельні конструкції" у закладах вищої освіти, результати сучасних наукових досліджень, а також новітні досягнення у галузі залізобетону.

Навчальний посібник може бути рекомендований студентам інших спеціальностей та викладачам спеціальностей ліцеїв, коледжів будівельного

профілю. Посібник буде також корисний інженерно-технічним та науковим працівникам, менеджерам будівельної галузі.

## **Розділ 1. Основні властивості залізобетонних конструкцій**

### **1.1. Загальні відомості про залізобетонні конструкції та перспективи їх розвитку**

Залізобетоном називають комплексний матеріал, у якому бетон і арматура завдяки їх надійному зчепленню, працюють під навантаженням спільно як єдине монолітне тіло.

Бетон – штучний матеріал, який добре опирається стиску і набагато слабше розтягу. Тому бетонні конструкції у яких під навантаженням виникає розтяг, мають низьку несучу здатність. Так, бетонна балка, що лежить на двох опорах, при згині нижче нейтрального шару зазнає розтягнення, а вище нього - стиснення (рис. 1.1,а), і руйнується при незначному навантаженні внаслідок утворення тріщин. Для бетонної балки характерним є низький опір розтягненню, водночас високий опір бетону стиску лишається невикористаним.

Сталева арматура - міцний пружньопластичний матеріал і однаково добре опирається розтягу і стиску. Відносно подовження сталі при розриві в сотні разів перевищує граничне відносне подовження бетону.

У розтягнутій зоні залізобетонної балки (рис. 1.1,б) розташована сталевая арматурою, яка має значно більшу міцність на розтяг ніж бетон. Коли при завантаженні балки бетон розтягнутої зони досягає граничних напружень і у ньому утворюються тріщини, розтягуючи зусилля сприймає арматура. Балка зруйнується при повному вичерпанні несучої здатності, отже, міцність її у порівнянні з бетонною (неармованою) балкою у залежності від класу бетону може зрости приблизно в 15...20 разів.

Основою спільної роботи бетону і сталевий арматури є раціональне сполучення фізико-механічних властивостей цих матеріалів:

1. Бетон під час твердіння міцно зчіплюється з арматурними стержнями; під дією зовнішніх сил обидва матеріали деформуються і працюють спільно.

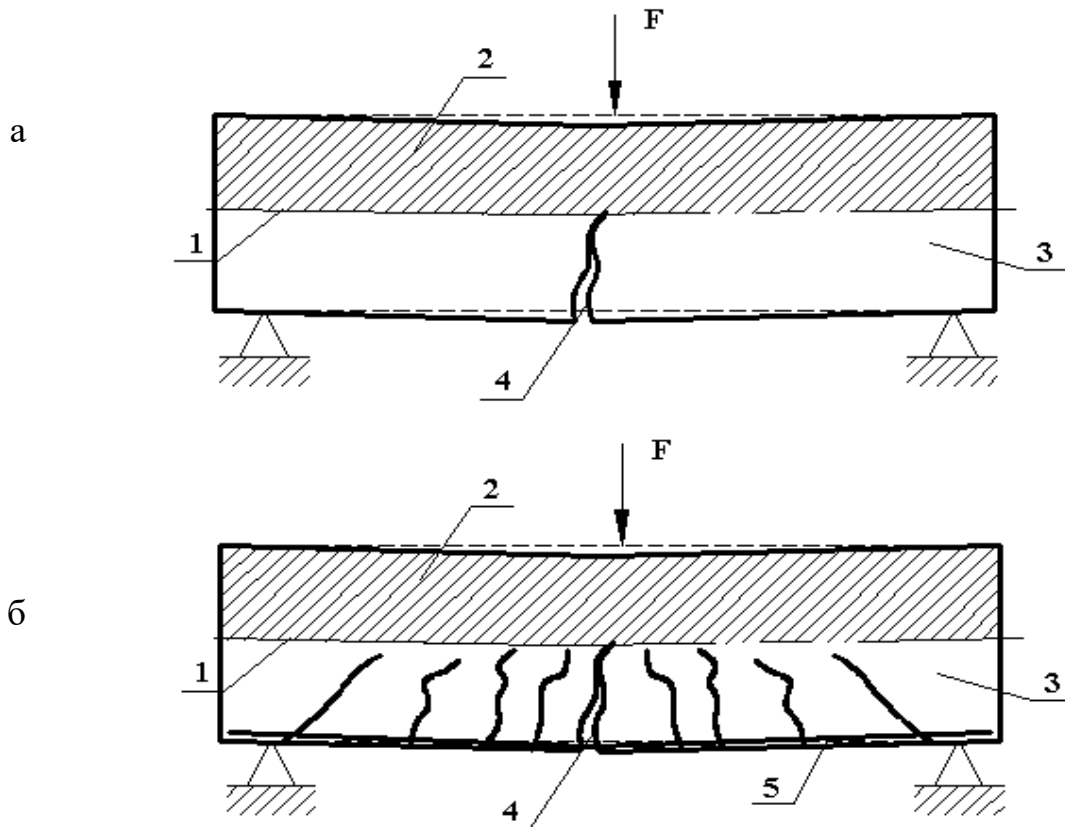


Рис. 1.1 Схеми руйнування балки під навантаженням:

а – бетонної балки; б – залізобетонної балки; 1 - нейтральна лінія, 2 – стиснута зона бетону; 3 – розтягнута зона бетону; 4 – нормальні тріщини; 5 - сталевая арматура

2. Коефіцієнти температурного розширення бетону і сталі близькі за значенням (для бетону  $\alpha_t = 0,00001 \dots 0,000015$ ; для сталі  $\alpha_t = 0,000012$ ), внаслідок чого при значних температурних впливах на конструкцію зчеплення між бетоном і арматурою не порушується.

3. Сталева арматура, яка знаходиться в тілі бетону, захищена від корозії та перегріву.

Основними переваги залізобетону є:

висока міцність, яка з часом зростає;

довговічність, вогнестійкість та стійкість проти атмосферних впливів;

можливість використання місцевих будівельних матеріалів (камінь, щебінь, пісок);

можливість виготовлення різноманітних форм будівельних конструкцій порівняно простими технологічними методами;

незначні експлуатаційні витрати на утримання порівняно з металевими та дерев'яними конструкціями;

висока сейсмостійкість.

До недоліків залізобетону (без попереднього напруження) слід віднести:

значну середню щільність (питома вага);

високу тепло - і звукопровідність;

появу тріщин внаслідок усадки і силових впливів;

значну трудомісткість при виготовленні.

Для усунення цих недоліків використовують легкі пористі заповнювачі, застосовують тонкостінні і пустотні конструкції. Використання попередньо напруженої арматури підвищує тріщиностійкість, жорсткість залізобетонних конструкцій та зменшує їх вагу.

### **Короткий історичний огляд розвитку залізобетонних конструкцій.**

Залізобетон як будівельний матеріал з'явився порівняно недавно. Його історія нараховує близько 200 років. Дослідження покриттів палацу у Царському Селі (під Санкт-Петербургом) показали, що майстри-будівельники ще у 1802 р. застосовували армований бетон.

Розробка технології виготовлення портландцементу у 1817 -1824 р.р. Е.Г.Чалеевим (Росія) і Аспінім (Англія) сприяли широкому застосуванню бетонів і розчинів у будівництві.

Першим залізобетонним виробом з цементного розчину і каркасу із дротяної сітки, був човен побудований французом Ламбо, який демонструвався у 1861 р. на Всесвітній виставці у Парижі. Ж.Мон'є (Франція) почав виготовлення садових цементних діжок армованих залізним дротом, а у 1867 р. отримав патент на армовані бетонні плити.

Стрімкий розвиток промисловості, транспорту і торгівлі у другій половині XIX ст. і потреба у зведенні нових фабрик, заводів, мостів, портів та інших споруд сприяли появі залізобетону у будівництві. Перші будівельні залізобетонні конструкції: плити, сходи, труби, балки, резервуари почали застосовувати у 1870...1880 рр.

Теорія розрахунку залізобетонних конструкцій почала складатись наприкінці XIX - початку XX ст.. У 1885 р. будівельна фірма інженера Вайса під керівництвом професора Баушингера (Германія) провели наукові дослідження по визначенню міцності і вогнестійкості залізобетонних плит, балок і склепінь, сил зчеплення арматури з бетоном, корозії метала у бетоні. Ці досліди дозволили у 1886 р. М. Кененну (Германія) запропонувати метод розрахунку залізобетонних плит, що сприяв розвиткові інтересу до нового матеріалу у Німеччині і Австро-Угорщині. У 1892 р. інженер Ф. Геннебік (Франція) запатентував конструктивну схему каркасної будівлі з залізобетонним ребристим перекриттям (плити, балки, колони і фундаменти).

Професор Н. А. Белелюбський (Росія) у 1888-1891 рр. провів серію натурних випробувань залізобетонних плит, склепінь, балок, арок, труб, моста, що сприяло широкому застосуванню залізобетону у будівництві. Під керівництвом Н. А. Белелюбського у 1888 рр. була розпочата розробка перших «Технічних умов для залізобетонних конструкцій», які були затверджені у 1908 р. Інженер і згодом видатний вчений А. Ф. Лолейт (Росія) розрахував і спроектував безбалочні міжповерхові перекриття складу у Москві (1904 р.).

В Україні того часу найбільш видатною інженерною спорудою з монолітного залізобетону є морський маяк висотою 36м побудований у Миколаєві (1904 р.) за проектом інженера Н.К. П'ятницького і архітектора А. А. Баришнікова.

У 1908 р. у Росії були видані перші технічні умови з проектування залізобетонних, конструкцій. В їх основу була покладена класична теорія розрахунку за допустимими напруженнями.

В 1925...1932 рр. з використанням залізобетону побудовані унікальні на той час споруди: Центральний телеграф у Москві, Головоштамт і Будинок промисловості (Держпром) у Харкові, Будинок Рад у Ленінграді, ряд промислових і гідротехнічних споруд: Магнітогорський металургійний комбінат, Волховська ГЕС, Дніпрогес та ін.

З 1928 року у будівництві почали застосовувати розроблені В. З. Власовим, О. О. Гвоздьовим тонкостінні конструкції покриттів і перекриттів.

Зі значними обсягами застосування залізобетону у будівництві дедалі очевидними ставали недоліки теорії розрахунку за допустимими напруженнями – перевитрати матеріалу і значна вартість залізобетонних конструкцій. На основі аналізу результатів експериментальних даних А. Ф. Лолейт, Я.В.Столяров і інші (1931... 1934 р. ) створили теорію розрахунку залізобетону за руйнівними навантаженнями і довели її до практичного використання. Вона була покладена в основу будівельних норм за якими розраховували промислові і цивільні споруди.

Широке практичне застосування попередньо напруженого залізобетону у 30 - х роках ХХ ст. стало можливим завдяки працям В.В.Михайлова (СРСР) і Фрейссине (Франція), коли металургійна промисловість почала випускати високоміцні сталі. Попередньо напружений залізобетон у СРСР був уперше застосований у 1936 р. для виготовлення опор канатної мережі на закавказьких залізницях. Широкому впровадженню попередньо напружених залізобетонних конструкцій сприяли роботи О.О. Гвоздьова, П.Л. Пастернака, С. А. Дмитрієва й ін. Унікальною спорудою з монолітного попередньо напруженого залізобетону стала побудована в 1965 р. вежа телецентру «Останкіно» у Москві висотою 522 м.

А у 50-х роках ХХ ст. завдяки працям О.О. Гвоздьова, В. І. Мурашова, П. Л. Пастернака та інших вчених був розроблений метод розрахунку конструкцій за граничними станами. Цей метод був покладений у основу будівельних норм і правил і з деякими удосконаленнями використовується дотепер.

Значним внеском у розвиток теорії і практики сучасного залізобетону були праці видатних вчених колишнього СРСР, Німеччини, Англії, США та ін. країн.

У даний час дослідження залізобетонних конструкцій на Україні проводяться Науково-дослідним інститутом будівельних конструкцій (НДІБК), кафедрами залізобетонних та будівельних конструкцій вузів та іншими науковими установами. Серед вчених України, які плідно працюють у напрямку розвитку досліджень залізобетонних конструкцій й поширенні наукових знань, можна відзначити А. Й. Барашикова, П. Ф. Вахненка, О. Б. Голишева, О. Ф. Єременка, Ф. Є. Клименка, Ю. А. Климова, Л. І. Стороженка, Л. М. Фомицю, О. Л. Шагіна та інших.

### **Перспективи розвитку бетонних і залізобетонних конструкцій.**

Залізобетон є одним із самих екологічних, економічних, надійних та довговічних будівельних матеріалів. Основними споживачами бетону і залізобетону є будівельна галузь. З залізобетону зводять житлові, промислові та сільськогосподарські будівлі, склади різного призначення, гідроелектростанції і атомні реактори, стадіони і манежі, надшахтні споруди і кріплення підземних виробок, опори ліній електропередач, аеродромні покриття і стартові майданчики для космічних ракет, конструкції монументальних скульптур та ін. Широко використовують його у будівництві мостів, тунелів, метрополітенів, автомобільних шляхів, залізниць та спеціальних споруд: естакад, бункерів, резервуарів, труб тощо. Останнім часом залізобетон застосовують також у машинобудуванні (станіни, опорні частини важких пресів і верстатів), у суднобудуванні (вантажоперевізні баржі), ракетобудуванні (елементи космічних кораблів), при зведенні платформ для видобування нафти і газу та у інших галузях.

Безумовно бетон та залізобетон будуть одними з основних будівельних матеріалів у ХХІ сторіччі і основними пріоритетними напрямками їх розвитку і застосування є:

розробка й удосконалення методів розрахунку залізобетонних конструкцій, у тому числі з використанням ЕОМ і систем автоматизованого проектування (САПР);

розробка нових видів залізобетонних конструкцій з високим ступенем уніфікації виробів и створення прогресивних конструктивних схем будівель та споруд на їх основі;

розробка високоміцних, легких і корозійностійких бетонів;

розробка нових типів металевої і неметалевої арматури;

удосконалення форм виготовлення залізобетонних конструкцій;

створення високомеханізованих і автоматизованих технологій бетонних і арматурних робіт, впровадження безопалубного формування попередньо напружених конструкцій;;

підвищення довговічності і надійності залізобетонних конструкцій;

підвищення сейсмічної і динамічної стійкості залізобетонних конструкцій;

зниження вартості конструкцій, трудомісткості при виготовленні та монтажі, скорочення термінів виробництва;

удосконалення методів контролю якості залізобетону, методів обстеження і підсилення конструкцій будівель і споруд;

зниження негативного впливу виробництва бетону і залізобетону на навколишнє середовище.

## **1.2. Бетон. Фізико-механічні властивості бетону. Класи бетону**

Бетон як складова частина залізобетону повинен мати наперед задані фізико-механічні властивості. Найголовнішими з них є необхідна міцність, надійне зчеплення з арматурою, достатня щільність для захисту арматури від корозії (непроникність) . Крім того, залежно від призначення і умов, за яких

експлуатуються залізобетонні конструкції, до бетону ставлять додаткові спеціальні вимоги до яких відносять: морозостійкість, водонепроникність, вогнестійкість і корозійну стійкість при агресивній дії середовища та ін. Наприклад, у конструкціях, що експлуатуються в агресивному середовищі (підприємства хімічної промисловості, з переробки сільськогосподарської продукції, склади зберігання хімікатів, птахо- та тваринницькі ферми тощо), особливо важлива корозійна стійкість бетону. Для гідротехнічних споруд, ємкісних резервуарів, бункерів застосовують бетон з підвищеною щільністю; для зменшення теплопровідності огорожувальних конструкцій і ваги будівель доцільно використовувати легкі бетони та ін.

**Класифікація бетонів.** Бетони класифікують за такими ознаками:

а) структурою – *щільної структури*, в яких простір між зернами заповнювача зайнятий затверділим в'язучим; *крупнопористі*, в яких немає піску або його дуже мало; *поризовані*, в яких створюється додаткова пористість в'язучого піно- чи газоутворювачами; *ніздрюваті*, в яких створюються тільки штучні замкнені пори; *дрібнозернисті*, в яких немає великого заповнювача, та ін.;

б) середньою щільністю ( $\text{кг/м}^3$ ): особливо важкі щільністю понад 2500  $\text{кг/м}^3$ , важкі - 2200 ... 2500  $\text{кг/м}^3$ , полегшені - 1800 ... 2200  $\text{кг/м}^3$ , легкі - 500 ... 1800  $\text{кг/м}^3$  ;

в) видом заповнювачів – на щільних природніх заповнювачах (щебінь із роздрібнених гірських порід (граніту, діабазу тощо) , кварцовий пісок); на пористих природних (перліт, пемза, черепашник) або штучних заповнювачах (керамзит, шлак тощо); на спеціальних заповнювачах. Залежно від виду пористих заповнювачів розрізняють керамзито-, шлако-, перлітобетон та ін.

г) зерновим складом – крупнозернисті і дрібнозернисті;

д) умовами твердіння – природного твердіння; тепловологісної обробки при атмосферному тиску; автоклавної обробки.

е) видом в'язучого – цементні, вапняні, полімерцементні, гіпсові, на змішаних і спеціальних в'язучих.

ж) призначенням - конструктивні і спеціальні (декоративний, теплоізоляційний, жаростійкий, хімічностійкий, радіаційно-захисний тощо).

У нормативній літературі і проектній документації використовують скорочену класифікацію бетонів:

важкий середньої щільності  $\rho = 2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$  (на щільних заповнювачах);

дрібнозернистий щільної структури (групи А, Б, В)  $\rho > 1800 \text{ кг/м}^3$ ;

легкий бетон щільної і поризованої структури (на пористих заповнювачах)  $\rho = 500 \dots 1800 \text{ кг/м}^3$

ніздрюватий бетон автоклавного і неавтоклавного тверднення  $\rho = 300 \dots 500 \text{ кг/м}^3$ ;

спеціальний напружуваний бетон.

**Структура бетону.** Бетон – має складну неоднорідну структуру, утворену зернами дрібного та крупного заповнювачів, зв'язаними між собою затверділим цементним каменем в одне монолітне тіло, яке має велику кількість мікропор і капілярів. Цементний камінь - складається з пружних кристалічних зростків і в'язкої пористої маси – гелю. Утворення такої складної структури бетону починається з часу приготування бетонної суміші і продовжується у процесі твердіння. Досить тривалі процеси кристалізації і зменшення об'єму геля суттєво впливають на міцність і деформативність бетону.

Внаслідок неоднорідності структури бетону при навантаженні виникає складний напружений стан. У бетонному зразку, що зазнає стиску, напруження концентруються на більш жорстких частках заповнювача, які мають більший модуль пружності, внаслідок чого на площинах з'єднання цих часток виникають зусилля, що намагаються порушити зв'язок між ними. Одночасно в місцях ослаблення тріщинами і пустотами концентруються стискальні і розтягуючі напруження. Хаотичне розташування зерен заповнювача у затверділому бетоні, пустот і капілярів призводять до суттєвих розбіжностей показників міцності зразків,

виготовлених з одного бетону. Тому оцінки міцності бетону ґрунтуються на випробуваннях спеціальних зразків і визначенні їх основних характеристик які приймають як вихідні для розрахунку залізобетонних конструкцій.

**Міцність бетону.** Міцність бетону залежить від багатьох факторів: складу і властивості вихідних матеріалів (марки і виду цементу, зернового складу заповнювачів, міцності крупного заповнювача); водоцементного відношення; віку і умов твердіння бетону; виду і характеру напруженого стану (стиск, розтяг, згин, зріз), тривалості дії навантаження (короткочасне чи довгочасне) тощо.

Одним із важливих факторів, що впливає на міцність бетону є кількість води у бетонній суміші, яка оцінюється водоцементним відношенням (В/Ц). Для хімічного з'єднання води з цементом необхідно, щоб  $V/C = 0,2$  (20 % води від маси цементу); але для забезпечення достатньої рухливості і зручності укладання бетонної суміші  $V/C=0,5...0,6$  (пластичні суміші) і  $V/C=0,3...0,4$  (жорсткі суміші). Надлишкова хімічно незв'язна вода утворює пори та капіляри у цементному камені, а потім, випаровується і вивільнює їх. Отже, зі зменшенням В/Ц зменшується пористість цементного каменю і міцність бетону збільшується.

Міцність бетону зростає з часом. Найбільш інтенсивне наростання міцності бетону на портландцементі у звичайних умовах твердіння відбувається у перші 28 діб, а бетону на пуцолановому і шлакопортландцементі - протягом 90 діб. Надалі зростання міцності сповільнюється, але при температурі вище 4 - 5 °С і достатній вологості вона може збільшуватися і з роками зрости у 1,5...2 рази. При експлуатації бетону у сухих умовах зростання міцності припиняється під кінець першого року і складає не більше 1,4 рази.

Підвищення температури і вологості середовища значно прискорює процес твердіння бетону і збільшення його міцності. Тому залізобетонні вироби на заводах піддають термовологовій обробці (температура до 90° С і вологість 90...100 %) або автоклавній обробці (під високим тиском і температурі 170°С).

Автоклавна обробка дозволяє через добу отримати бетон, що має міцність 70 % від проектної.

При замерзанні бетону в ранньому віці зростання його міцності припиняється. Після відтавання бетону подальший набір міцності помітно погіршується. Але заморожування бетону після того, як він устиг набрати 70 % проектної міцності не впливає на зростання міцності після відтавання.

Величину міцності бетону оцінюють на підставі результатів випробувань зразків спеціальної форми (кубів, призм, циліндрів та ін.) і заданих розмірів, що регламентовані нормами.

**Кубикова міцність.** Простим і надійним способом оцінки міцності бетону у будівельних конструкціях є випробування на стиск бетонних зразків у формі куба (рис.1).. Розміри еталонного куба відповідно до норм приймають 15x15x15 см. Куб витримують 28 діб при температурі повітря  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  і відносній вологості 90-100%. Кубикова міцність бетонного зразка позначається  $R$ , Мпа.

Як показують досліди, при осьовому стиску куб руйнується внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку (рис.2,а). Нахил тріщин обумовлений силами тертя, які виникають між опорними плитами преса і поверхнями куба. Ці сили направлені у бік вертикальної осі куба і перешкоджають вільному розвитку поперечних деформацій, створюючи своєрідну обойму. Стримуючий вплив сил тертя на роботу бетону в міру віддалення від опорних площин кубика зменшується, тому при руйнуванні кубик набуває форму двох зрізаних пірамід, зімкнутих малими основами.

Якщо усунути вплив тертя на поверхнях контакту бетону і опорної плити змащенням їх мастилом, то тріщини розриву стають вертикальними, паралельними напрямку дії стискальної сили і кубикова міцність  $R$  значно зменшується (рис. 1, б).

Кубикову міцність безпосередньо в розрахунках міцності залізобетонних конструкцій не використовують, оскільки останні відрізняються від кубика формою, розмірами і напруженим станом.



Рис. 1. Випробовування бетонних кубиків на стиск

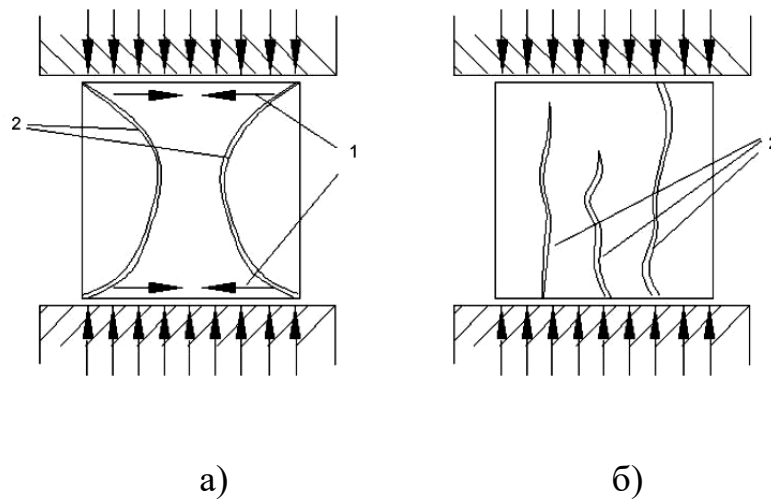


Рис. 2. Характер руйнування бетонних кубиків:

а) - при наявності тертя на опорних площинах; б) – при відсутності тертя; 1 – сили тертя; 2- тріщини.

**Призмova міцність.** Дослідами встановлено що найбільш точно відповідає реальній міцності бетону у конструкціях призмova міцність  $R_b$ . Її

визначають випробуванням на стиск призм розміром  $15 \times 15 \times 60$  см. Емпірична залежність між кубковою та міцністю бетону  $R_b = (0,75-0,8)R$ .

**Міцність бетону на розтяг.** Міцність бетону на розтяг визначають за формулою  $R_{bt} = 0,5 \sqrt[3]{R^2}$ . Більш точніші значення  $R_{bt}$  знаходять випробуванням на осьовий розтяг зразків у вигляді «вісімок» (рис. 1.3,а), на розколювання зразків у вигляді кубів або циліндрів (рис 1.3,б,в) або на згин бетонних брусків  $15 \times 15 \times 55$  см. Отримані при випробуваннях міцнісні характеристики піддають статистичній обробці, а потім вже визначається осереднена величина міцності  $R_{bt}$ .

**Міцність бетону при зрізі і сколюванні.** Зріз супроводжується дією поздовжніх сил, а сколювання - дією поперечних сил. Опір бетону зрізу може виникнути від дії поздовжніх сил у опор балок, а опір сколювання - при згині балок до появи у них похилих тріщин.

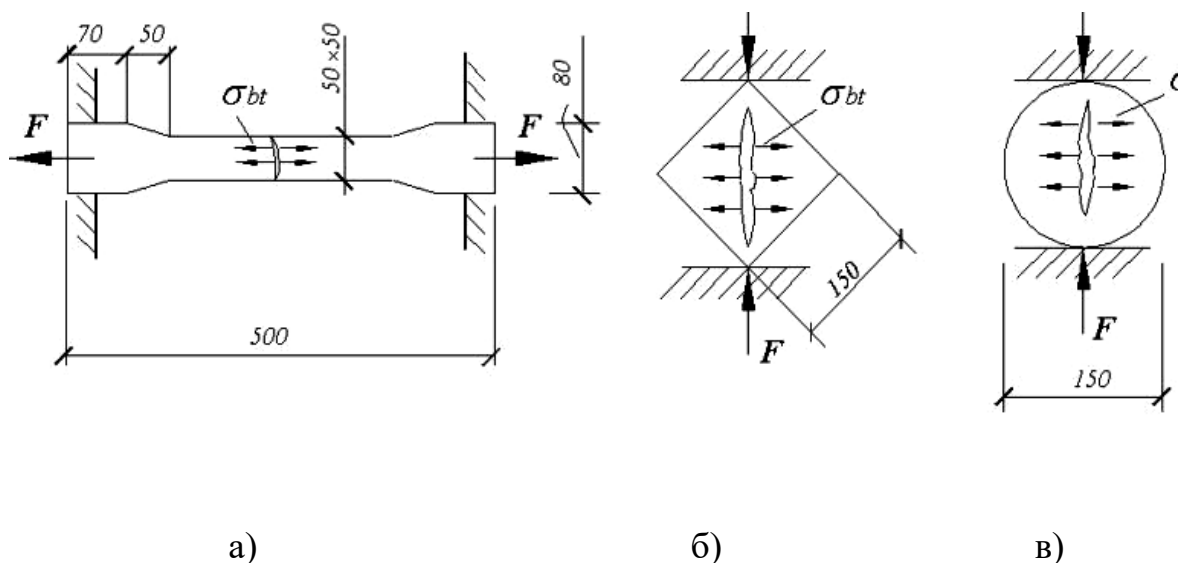


Рис. 1.3 Схеми стандартних бетонних зразків для визначення міцності бетону при осьовому розтягу:

а) – «вісімка»; б) - куб, в) – циліндр

Значення опору чистому зрізу і сколюванню дослідями визначити дуже важко, тому для практичних розрахунків при визначенні міцності бетону на зріз використовують формулу:  $R_{sh} = 0,7 \sqrt{R_g R_{bt}}$ .

Міцність бетону на сколювання при згині в 1.5...2рази більша за  $R_{bt}$ :  
 $R_s \approx 1,5...2R_{bt}$

**Міцність при довготривалій дії навантаження.** Межею тривалого опору бетону  $R_{bt}$  є найбільші статично незмінні напруження, які він може витримувати не руйнуючись на протязі всього часу експлуатації. При довготривалих навантаженнях внаслідок розвитку пластичних деформацій бетон зазнає руйнування при напруженнях менших, ніж при короткочасних навантаженнях. Межа тривалого опору бетону стиску становить  $R_{bt}=0,9 R_b$

**Міцність при багаторазово повторних навантаженнях.** При дії багаторазово повторних навантажень (кількість повторень за період експлуатації конструкції - мільйони разів) міцність бетону зменшується. Межа міцності (межа витривалості) залежить від кількості циклів навантаження – розвантаження і відношення мінімального до максимального напруження циклу  $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$  і визначається як  $R_{var}=0,5 R_b$

У розрахунках конструкцій враховують також вплив на міцність бетону місцевого стиску (зминання), динамічних навантажень (ударних і вибухових), впливу проникаючої радіації та ін.

### **Класи і марки бетонів.**

У нормативних документах – СНиП 2.03.01-84\* "Бетонные и железобетонные конструкции" до основних характеристик міцності бетонів відносять:

- 1) клас бетону за міцністю на стиск  $B$ ;
- 2) клас бетону за міцністю на розтяг  $B_t$ ;
- 3) марка бетону за морозостійкістю  $F$ ;
- 4) марка бетону за водонепроникністю  $W$ ;
- 5) марка бетону за самонапруженням  $S_p$ ;
- 6) марка бетону за середньою щільністю  $D$ .

За міцністю на осьовий стиск встановлені такі класи важких бетонів:  
 $B3.5; B5; B7.5; B10; B12.5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60$ .

Під класом бетону розуміється міцнісна характеристика, одержана при стиску зразків розміром 15x15x15 см, витриманих у нормальних умовах і випробуваних у віці 28 діб із ступенем надійності результату не менше 95%.

Клас бетону за міцністю на розтяг призначають для конструкцій які працюють на розтяг. За міцністю на осьовий розтяг встановлені такі класи:  $B_t0,8$ ;  $B_t1,2$ ;  $B_t1,6$ ;  $B_t2$ ;  $B_t2,4$ ;  $B_t2,8$ ;  $B_t3,2$

Проектні марки бетону за морозостійкістю встановлюють для конструкцій, які у зволоженому стані зазнають дію поперемінного заморожування і відтаювання. Для важких бетонів встановлені марки  $F50$ ,  $F75$ ,  $F100$ ,  $F150$ ,  $F200$ ,  $F300$ ,  $F400$ ,  $F500$ ; для легких бетонів окрім вказаних марок передбачені також марки  $F25$ ,  $F35$ ,  $F50$ ; для поризованих  $F15$ ,  $F25$ ,  $F35$ ,  $F50$ ,  $F75$ ,  $F100$ .

Для конструкцій, до яких ставлять вимоги водонепроникності (резервуари, плотини, дамби та ін.) призначають марки за водонепроникністю. Вони характеризуються найбільшим тиском води у  $\text{кг}/\text{см}^2$ , при якому не спостерігається її просочування через бетонний зразок товщиною 150 мм. Для всіх видів бетонів встановлені такі марки:  $W2$ ;  $W4$ ;  $W6$ ;  $W8$ ;  $W10$ ;  $W12$ .

Для конструкцій, які виготовляють на напружуваному цементі, встановлюють марки за самоупруженням  $S_p0,6$ ;  $S_p0,8$ ;  $S_p1$ ;  $S_p1,2$ ;  $S_p1,5$ ;  $S_p2$ ;  $S_p3$ ;  $S_p4$ .

У новому нормативному документі ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» до основних показників якості бетону, які встановлюються при проектуванні є:

- клас бетону за міцністю на стиск  $C$  (умовне позначення класу бетону латинською літерою  $C$  від англ. "concrete");
- марка бетону за морозостійкістю  $F$  ;
- марка бетону за водонепроникністю  $W$ .

Для бетонних та залізобетонних конструкцій приймаються бетони наступних класів і марок:

- класи бетону за міцністю на стиск:  $C8/10$ ;  $C12/15$ ;  $C16/20$ ;  $C20/25$ ;

C25/30; C30/35; C32/40; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60;

– марки бетону за морозостійкістю: F50; F75; F100; F150; F200;

– марки бетону за водонепроникністю W2; W4; W6:

Для залізобетонних конструкцій не рекомендується використовувати бетон класу за міцністю на стиск нижче C12/15.

Клас бетону, в якому розміщена попередньо напружена арматура без анкерів: не нижче C16/20 для арматурі класів A600, A800, Bp1400; не нижче C25/30 для арматури класів A1000, Bp1200, Bp1300, Bp1500, K1400, K1500

Марку бетону за морозостійкістю та за водонепроникністю призначають в залежності від вимог, яким повинні відповідати конструкції, класу умов їх експлуатації та діапазону зміни температури навколишнього середовища в холодний період. Залежно від реальних умов експлуатації залізобетонних конструкцій та за вимогами замовника можуть призначатись і більш високі класи за морозостійкістю та водонепроникністю F300; F400; F500; і W8; W10; W12 відповідно.

Для надземних конструкцій, які піддаються впливу навколишнього середовища при розрахунковій температурі зовнішнього повітря в холодний період від мінус 5°C до мінус 40°C приймають марку бетону за морозостійкістю не нижче F75, а при розрахунковій температурі зовнішнього повітря вище мінус 5°C у вказаних конструкціях марку бетону за морозостійкістю не нормують.

Для надземних конструкцій при розрахунковій температурі повітря вище мінус 40°C, а також для зовнішніх стін опалюваних будівель марку бетону за водонепроникністю не нормують.

Відповідно до положень діючих норм, міцність бетону на стиск визначається через класи міцності бетону C, які пов'язані з характеристичною кубиковою міцністю  $f_{ck,cube}$ , гарантованою з 95 % - ною імовірністю, тобто кількість випадкових відхилень з нижчими значеннями міцності випробуваних зразків не перевищує 5% (50 зразків з 1000). Так, наприклад, для заданого класу бетону C16/20 кубикова міцність бетону на стиск  $f_{ck,cube} = 20$  Мпа.

Кубикову міцність безпосередньо в розрахунках міцності залізобетонних конструкцій не використовують, оскільки останні відрізняються від кубика формою, розмірами і напруженим станом. Найбільш точно відповідає реальній міцності бетону у конструкціях призмova міцність  $f_{ck,prism}$ . Її визначають випробуванням на стиск призм розміром  $15 \times 15 \times 60$  см.

Базовими міцністними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх характеристичне значення:

- опір бетону на осьовий стиск  $f_{ck,prism}$  (призмova міцність);
- опір бетону на осьовий розтяг  $f_{ctk,0,05}$ .

Для аварійних розрахункових ситуацій може використовуватись значення бетону при осьовому розтягу  $f_{ctk,0,95}$ .

Характеристичні значення опору бетону осьовому стиску  $f_{ck,prism}$  та осьовому розтягу  $f_{ctk,0,05}$  приймаються залежно від класу бетону за табл.3.1 (6).

Розрахункові опори бетону осьовому стиску (призмova міцність) та осьовому розтягу, приймають в залежності від класу бетону на стиск  $C$  згідно табл. 3.1 ДБН В.2.6-98.

Розрахункове значення міцності бетону на стиск визначається за формулою:

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c, \quad (2.1)$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт надійності для бетону (див. 2.4.1 (6));

$a_{cc}$  – коефіцієнт, що ураховує вплив на міцність бетону при стиску тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Значення  $a_{cc}$  може змінюватись у межах від 0,8 до 1,0. Рекомендованим нормами є значення  $a_{cc} = 1,0$ .

Розрахункове значення міцності бетону на розтяг визначається як

$$f_{ctd} = a_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct}, \quad (2.2)$$

де  $\gamma_{ct}$  – коефіцієнт надійності для бетону (див. 2.4.1 (6));

$a_{ct}$  – коефіцієнт, що ураховує вплив на міцність бетону при розтягу тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Рекомендованим нормами є значення  $a_{ct} = 1,0$ .

Розрахункові значення опору бетону осьовому стиску та осьовому розтягу, приймають в залежності від класу бетону на стиск  $C$  згідно табл. Д.1 (див. Додаток 1).

**Деформативність бетону.** Під деформативними властивостями бетону розуміють стискаємість и розтяжність бетону під навантаженнями, повзучість і усадку, набухання і температурні деформації.

Бетон має властивість змінювати розмір і форму під дією прикладених навантажень і зовнішніх впливів - вологого середовища і температури. Під деформативними властивостями бетону розуміють стискаємість и розтяжність бетону під навантаженнями, повзучість і усадку, набухання і температурні деформації.

Відповідно до чинних норм основними деформаційними характеристиками бетону є:

- граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску і розтягу (при однорідному напруженому стані бетону)  $\varepsilon_{cul}$ ,  $\varepsilon_{ctul}$ ;
- початковий модуль пружності  $E_c$ ;
- коефіцієнт (характеристика) повзучості  $f(t, t_0)$ ,
- коефіцієнт поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона)  $\nu$ ;
- коефіцієнт лінійної температурної деформації  $\alpha_c(t)$ .

Граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску і розтягу  $\varepsilon_{cul}$ ,  $\varepsilon_{ctul}$ , початковий модуль пружності  $E_c$  залежать від його класу, складу і щільності, тривалості дії навантаження. і наведені в табл. 3.1 ДБН В.2.6-98.

Значення коефіцієнта поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона) при рівні напружень в бетоні що не перевищує  $0,5 f_{cd}$  приймається 0,2 для бетону без тріщин, і 0 – для бетону з тріщинами

Норми рекомендують для залізобетонних конструкцій в інтервалі температур від не вище від  $50^\circ\text{C}$  і не нижче мінус  $70^\circ\text{C}$  приймати значення

коефіцієнта лінійної температурної деформації  $\alpha_c(t) = 1 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ . Це значення близьке до коефіцієнта лінійної температурної деформації сталі  $1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ .

**Усадка бетону.** Під усадкою розуміють об'ємне зменшення бетону в часі під впливом зовнішнього температурно-вологісного середовища. Процес усадки пов'язаний з фізико-хімічними процесами твердіння бетону (гідратації в'язучого і зменшення об'єму цементного геля) і з випаром води, що знаходиться в порах бетону. Усадка підвищує зчеплення бетону з арматурою, викликаючи її стиск, а у бетоні – розтяг. Однак нерівномірність розвитку усадочних напружень різних шарів бетону (на поверхні більше, у внутрішніх шарах – менше) викликає появу у бетоні усадочних тріщин.

Прийнято розрізняти усадку хімічну і фізичну. *Хімічна усадка* пов'язана з фізико-хімічними процесами твердіння бетону (гідратації в'язучого і зменшення об'єму цементного геля). Хімічна складова усадки найінтенсивніше відбувається у перші години твердіння бетону. Хімічна усадка значна і при твердінні бетону у воді. Якщо бетон знаходиться у вологому середовищі або у воді, то відбувається набухання, тобто збільшення його об'єму. Набухання бетону у 2...3 рази менше усадки, тому на роботу конструкції воно практично не впливає.

*Фізична усадка* обумовлена випаром води, що знаходиться у відкритих порах і капілярах бетону. У сухих умовах відбувається фізична усадка.

Повна деформація усадки складається з двох компонент, деформація усадки при висиханні та деформація внутрішньої усадки. Деформація усадки при висиханні розвивається повільніше, оскільки вона залежить від міграції води у бетоні, що твердіє. Деформація внутрішньої усадки розвивається у процесі твердіння бетону: отже більша частина розвивається в самі перші дні після укладки. Внутрішня усадка лінійно залежить від міцності бетону.

Величина деформації усадки залежить від наступних факторів: кількості і виду цементу, його активності; величини водоцементного відношення;

температури і вологості навколишнього середовища; крупності і виду заповнювачів; наявності добавок та прискорювачів твердіння бетонної суміші.

Згідно з діючими нормами значення загальної деформації усадки  $\varepsilon_{cs}$  визначається як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (2.6)$$

де  $\varepsilon_{cd}$  - деформація усадки при висиханні,  $\varepsilon_{ca}$  - деформація внутрішньої усадки.

Деформація усадки при висиханні розвивається повільніше, оскільки вона залежить від міграції води у бетоні, що твердіє. Деформація внутрішньої усадки розвивається у процесі твердіння бетону: отже більша частина розвивається в самі перші дні після укладки. Внутрішня усадка лінійно залежить від міцності бетону.

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні  $\varepsilon_{cd,\infty}$  дорівнює  $k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}$  і може бути прийняте за таблицею 3.2 (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30 %).

Номінальні значення усадки при висиханні  $\varepsilon_{cd,0}$  (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно ДСТУ Б В.2.7-46-96

Таблиця 2.2

Номінальні значення усадки при висиханні  $\varepsilon_{cd,0}$  (‰)

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (МПа)	Відносна вологість (у %)					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0.68	0.60	0.52	0.33	0.18	0.00
32/40	0.54	0.51	0.43	0.27	0.14	0.00
50/60	0.43	0.42	0.34	0.22	0.12	0.00

Розвиток деформації усадки при висиханні визначається за емпіричною формулою:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (2.7)$$

де  $k_n$  - коефіцієнт, який залежить від умовного розміру поперечного перерізу  $h_0$ , і визначається за з таблицею 2.3.

$\beta_{ds}$  – функція розвитку усадки з часом, яка визначається за формулою

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (2.8)$$

де  $t$  – вік бетону (діб) в момент часу, що розглядається;

$t_s$  – вік бетону (діб) від початку усадки висихання (або набухання) і, як правило, це час завершення догляду за бетоном.

Таблиця 2.3

Масштабний коефіцієнт  $k_n$

$h_0$	$k_n$
100	1.0
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

$h_0$  – умовний розмір (мм) поперечного перерізу обчислюється за формулою

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (2.9)$$

де:

$A_c$  – площа перерізу бетону;

$u$  - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню.

Деформація внутрішньої усадки визначається за формулою:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty), \quad (2.10)$$

де  $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ ,

а  $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$ ,

Для врахування впливу усадки при перевірці граничного стану застосовувати коефіцієнт надійності  $\gamma_{SH}$ , величина якого дорівнює 1.

Зменшення усадки і розвитку усадочних тріщин можна досягти технологічними засобами (відповідним добором гранулометричного складу і виду заповнювачів з метою зменшення їх поверхні і об'єму пор, зменшення водоцементного відношення, збільшення щільності бетону, зволоження його відкритої поверхні тощо) і конструктивними засобами (відповідним армуванням конструкцій і влаштуванням усадочних швів).

**Модуль деформації бетону.** При випробовуваннях бетонного зразка на стиск, можна побудувати діаграму залежності деформації  $\varepsilon$  від зовнішніх напружень  $\sigma$ , скорочено: діаграму  $\sigma$ – $\varepsilon$  (рис.1.2). Ця діаграма має криволінійний характер і умовно характеризується двома ділянками: *перша* – це лінійна залежність між напруженнями  $\sigma$  і деформаціями  $\varepsilon$ ; *друга* - нелінійна залежність між  $\sigma$  і  $\varepsilon$ . На підставі цього розрізняють і два модулі деформацій бетону: початковий (миттєвий) модуль пружності  $E_b$  і справжній модуль деформацій у точці  $E'_b$ .

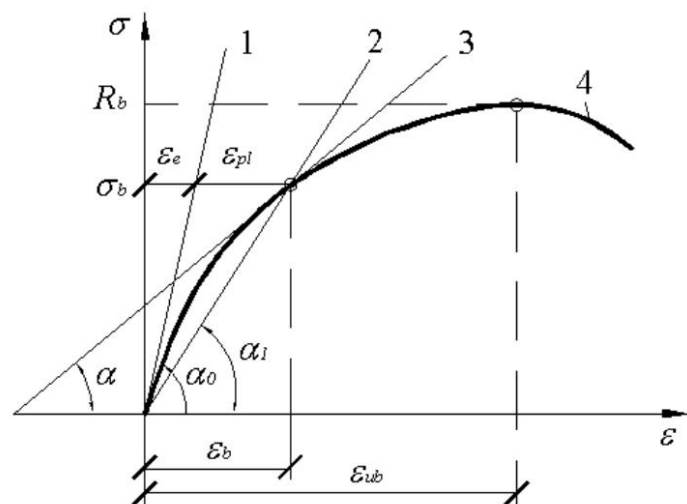


Рис.1.4 - Діаграма залежності  $\sigma$ – $\varepsilon$  для бетону:

1–пружні деформації; 2 - січна лінія;

3– дотична лінія; 4 - повні деформації

Із діаграми  $\sigma$ – $\varepsilon$  бачимо, що початковий модуль пружності  $E_b$  можна інтерпретувати як тангенс кута нахилу  $\alpha_0$  або відношення  $\sigma_b/\varepsilon_e$  ( $E_b = \operatorname{tg}\alpha_0 = \sigma_b/\varepsilon_e$ ). Модуль деформацій  $E'_b$ , який називають ще модулем пружньо-пластичності, який відповідає повним деформаціям і є тангенсом кута  $\alpha$  нахилу січної в точці із заданим напруженням  $\sigma_x$  ( $E'_b = \operatorname{tg}\alpha$ ). Ці модулі зв'язані між собою співвідношенням  $E'_b = \nu E_b$ , де  $\nu = \varepsilon_{el}/\varepsilon$  – коефіцієнт пружньо-пластичності. Він змінюється від 1 при пружних деформаціях до 0,45-0,15 при врахуванні непружних деформацій.

**Повзучість бетону.** При постійній та тривалій дії навантаження на бетон його деформації з часом повільно зростають. Явище збільшення деформацій у часі без зміни прикладеного навантаження називається *повзучістю* бетону. Ця властивість особливо інтенсивно виявляється в молодому віці бетону і на протязі декількох років досягає деякої межі. Деформації повзучості залежать від багатьох факторів, зокрема:

від віку бетону у момент навантаження,  
рівня напруженого стану бетону,  
температури і вологості навколишнього середовища,  
технологічних характеристик бетонної суміші (виду і активності цементу, величини водоцементного відношення, виду заповнювачів, способів ущільнення і теплової обробки);

геометричних характеристик поперечного перерізу елемента.

Характеристика повзучості – *коефіцієнт повзучості*  $\varphi(t, t_0)$ , що визначає повзучість за проміжок часу між  $t$  і  $t_0$  відносно пружних деформацій на 28 добу.

Деформація повзучості бетону  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  для  $t = \infty$  при постійних напруженнях стиску  $\sigma_c$ , прикладених до бетону у віці  $t_0$  може бути представлена виразом:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c), \quad (2.3)$$

Значення коефіцієнтів повзучості які відносяться до рівня напружень стиску бетону  $\sigma_c$  у віці  $t_0$  що не перевищують  $0,45 f_{ck}(t_0)$ , характеризують так звану *лінійну повзучість*. Якщо напруження стиску бетону у віці  $t_0$  перевищують величину  $0,45 f_{ck}(t_0)$ , то повзучість розглядають як *нелінійну*. Такий високий рівень напружень може виникати у результаті попереднього напруження, наприклад, у збірних залізобетонних елементах. У таких випадках коефіцієнт нелінійної повзучості визначають за формулою:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp [1,5 (k_\sigma - 0,45)], \quad (2.4)$$

де  $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$  – коефіцієнт умовної нелінійної повзучості, що замінює  $\varphi(\infty, t_0)$ ;

$k_\sigma$  – співвідношення «напруження-міцність»  $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$ ,

де  $\sigma_c$  – напруження стиску у бетони у момент часу  $t_0$ ;

$f_{ck}(t_0)$  – середня міцність бетону на стиск у момент навантаження

Якщо не потрібна висока точність обчислень, то у розрахунках можна приймати граничні значення коефіцієнта повзучості  $\varphi_k(t, t_0)$  які наведені у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Граничні значення коефіцієнта повзучості  $\varphi_k(t, t_0)$

Відносна вологість навколишнього середовища, %	Значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_k(t, t_0)$ при класі бетону на стиск									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Вище 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
40-75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5
Нижче 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0

Повзучість впливає на величину модуля пружності бетону. У результаті розвитку повзучості модуль пружності бетону  $E_s$  зменшується. Для врахування

цих змін у розрахунках при тривалій дії навантаження значення модуля деформацій бетону допускається визначати за спрощеною формулою:

$$E_c(t, t_0) = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (2.5)$$

де  $\varphi(\infty, t_0)$  граничний коефіцієнт повзучості, який приймається за табл.2.1

Зменшенню повзучості сприяють: збільшення віку бетону на момент його завантаження; підвищення вологості середовища; застосування кам'яних заповнювачів з підвищеною міцністю, модулем пружності.

### Нормативні діаграми механічного стану арматури .

В якості базової для розрахунку залізобетонних конструкцій використовуються криволінійна і діаграми стану бетону, яка визначає зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями бетону (рис. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»).

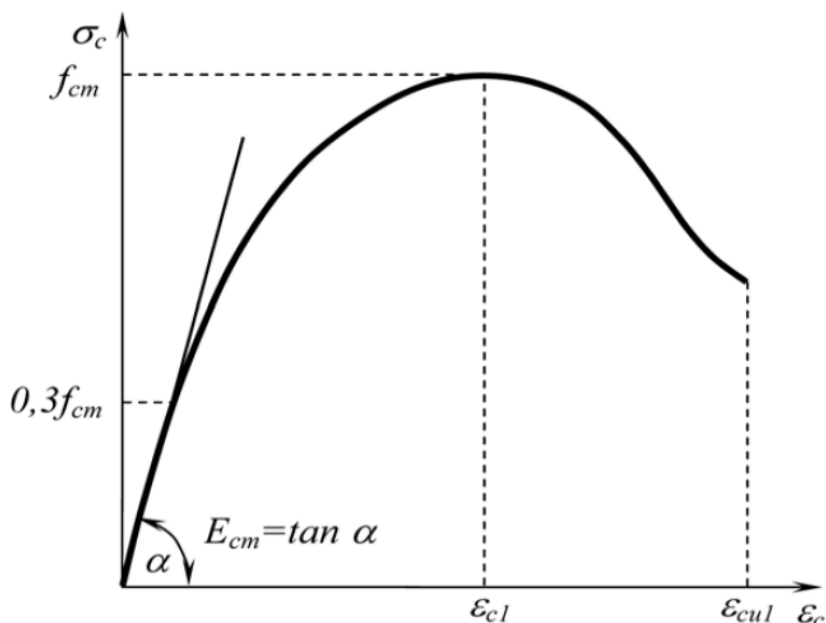


Рисунок 2.2. Діаграма залежності «напруження  $\sigma$  -деформації» бетону при стиску:  $\epsilon_{c1}$ —відносні деформації бетону стиску при максимальних

напруженнях;  $\varepsilon_{cu1}$  – граничні відносні деформації бетону стиску;

$E_{cm}$  – середнє значення початкового модуля пружності бетону;

$f_{cm}$  – середнє значення міцності бетону на стиск.

Залежність між напруженнями стиску  $\sigma_c$  та деформаціями скорочення  $\varepsilon_c$  описують рівняннями типу (2.11) або (2.12):

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.11)$$

де  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ,

$\varepsilon_{c1}$  – деформації при максимальних напруженнях при розрахунках за першою групою граничних станів приймається  $\varepsilon_{c1,cd}$ , за другою групою граничних станів приймається  $\varepsilon_{c1,ck}$ ;  $k = 1,05E_{cd} \times \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$  і  $k = 1,05E_{ck} \times \varepsilon_{c1,ck} / f_{ck,prism}$  відповідно при розрахунках за першою та другою групою граничних станів.

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.12)$$

де  $a_k$  – коефіцієнти полінома, які визначаються з використанням параметрів наведених у табл.3.1 ( ). Для розрахунків за першою групою та другою групою граничних станів значення  $a_k$  приймається за додатком Д ( )

Рівняння (2.11) та (2.12) справедливі за умови  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ , де  $\varepsilon_{cu1}$  – номінальні граничні деформації бетону.

З метою спрощення розрахунку залізобетонних конструкцій, особливо, якщо це призводить до збільшення запасів міцності, можуть бути використані інші, більш прості, діаграми деформування бетону, наприклад, дволінійна (рис. 2.3).

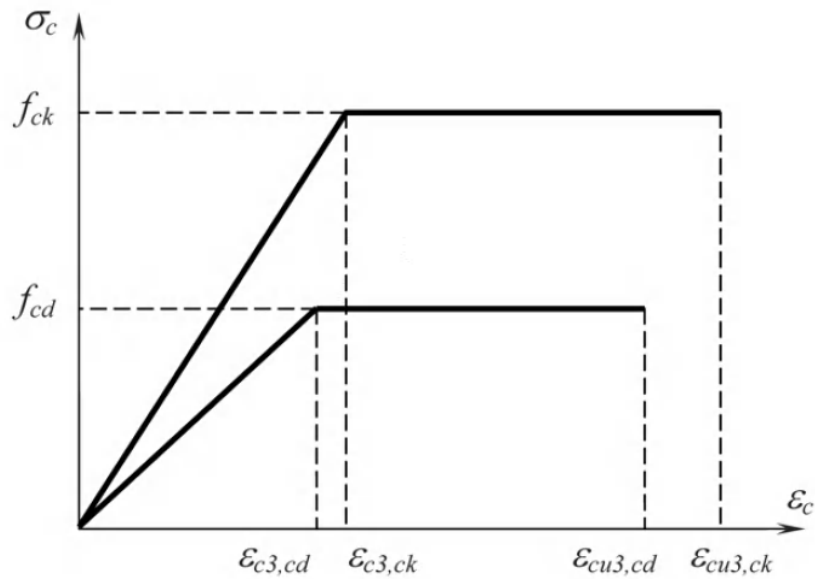


Рисунок 2.3. Дволінійна залежність напруження-деформації бетону при стиску:  $f_{ck}$  – характеристичне значення міцності бетону на стиск;  $f_{cd}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск; відносні деформації бетону стиску  $\varepsilon_{c3,cd}$ ,  $\varepsilon_{c3,ck}$ ,  $\varepsilon_{cu3,cd}$ ,  $\varepsilon_{cu3,ck}$  визначаються за табл. 2.4 ДБН В.2.6-98:2009

### 1.3. Арматура. Арматурні вироби

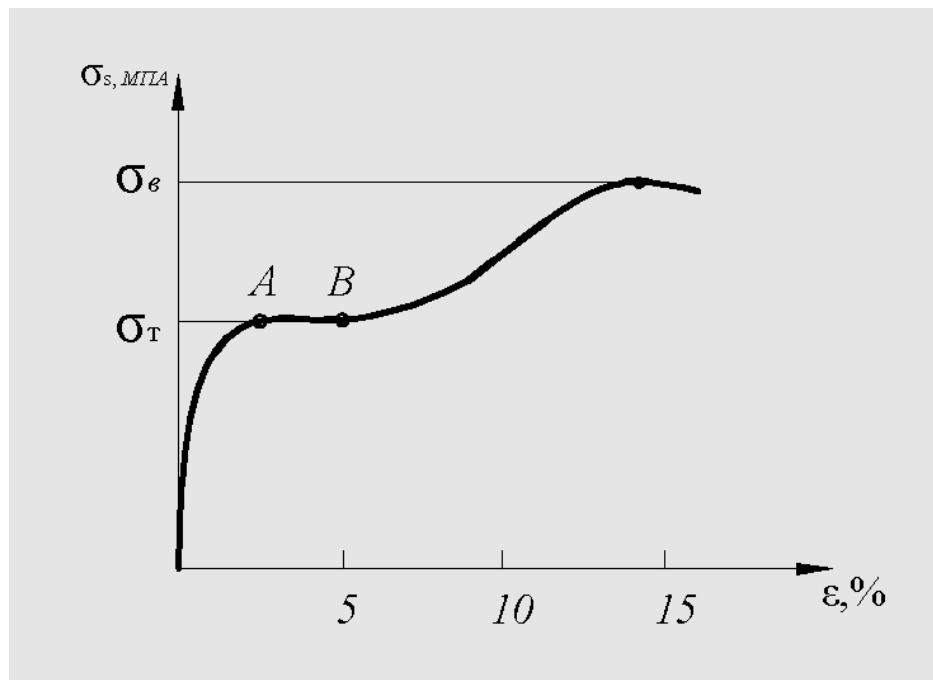
Арматурою традиційно називають сталеві гнучкі або жорсткі стержні, розміщені в масі бетону за розрахунком, конструктивними або технологічними вимогами.

Фізико-механічні властивості арматурних сталей залежать від їх хімічного складу, технології виготовлення та обробки, умов експлуатації – температура, характер навантаження, агресивність середовища тощо.

**Механічні властивості арматурних сталей.** За механічними характеристиками арматурна сталь умовно підрозділяється на «м'які» і «тверді». До «м'яких» відносять гарячекатані маловуглецеві сталі, які після прокату не зазнавали зміцнювальної обробки і характеризуються наявністю на діаграмі «напруження  $\sigma$  - деформації  $\varepsilon$ » площадки текучості та значним

подовженням  $\varepsilon$  до 25 % при розриві (рис. 1.5, а). Основною механічною характеристикою сталі є **межа текучості** - найменше напруження, при якому відбуваються значні пластичні деформації сталі при постійному навантаженні. Якщо напруження в арматурі досягають цієї межі, у розтягнутій зоні бетону розкриваються неприпустимо великі тріщини, і внаслідок значного вигину конструкції руйнується бетон стиснутої зони. За цих умов межа міцності арматури, що більш ніж у 1,5 рази перевищує її межу текучості, залишається невикористаною у несучій здатності залізобетону. Тому для гарячекатаних арматурних сталей за нормативний опір приймають **фізичну межу текучості**  $\sigma_T$ .

а)



б)

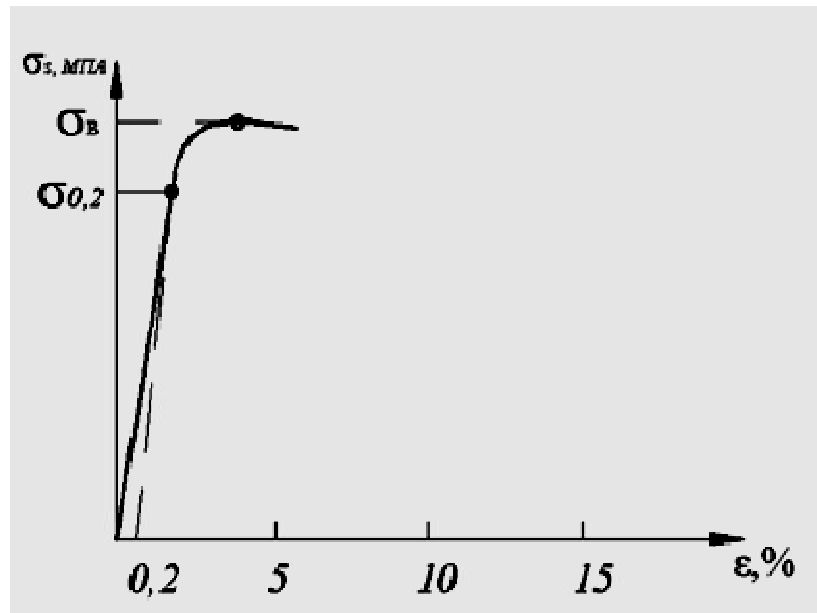


Рис. 1.5. Діаграми розтягування  $\sigma_s - \epsilon$  арматурної сталі:  
а – гарячекатана (м'яка) сталь с площадкою текучості;  
б – високоміцна (тверда) сталь с умовною межею текучості

Для підвищення міцнісних характеристик гарячекатаних сталей змінюють їх хімічних склад (збільшують вміст вуглецю, вводять леговані добавки: марганець, кремній, хром, ванадій, молібден тощо) а також піддають термічній обробці. Термічна обробка - загартування сталі (нагрівання до 800 °С, швидке охолодження в технічному маслі) і пропускання у свинцевій ванні (при 500°С). Термічно зміцнені сталі випускають у вигляді стержнів і високоміцного дроту. Зміцнення сталі холодною обробкою полягає у попередньому витягуванні у холодному стані за границю текучості (*наклеп*) а потім розвантаженні. Холодне деформування змінює структуру сталі, значно підвищує границю текучості і сталь стає більш міцною та пружною. *Волочіння* – витягування сталі з обтискуванням, ще сильніше впливає на міцність сталі. У результаті багаторазової протяжки стержнів через отвори, які послідовно зменшуються у діаметрі, отримують високоміцний дріт.

Високолеговані, термічно та термомеханічно зміцнені гарячекатані сталі, зміцнені у холодному стані (витягуванням або волочінням) відносять до «твердих». «Тверді» сталі поступово переходять у пластичну стадію і не мають вираженої площадки текучості (рис. 1.5, б). Для таких сталей межу текучості визначають умовно як напруження, при яких залишкова відносна деформація становить 0,2 % від довжини і подовження до (4-8) %. Умовну межу текучості  $\sigma_{0,2}$  позначають нижнім індексом відповідно до заданого значення залишкової деформації.

Найважливіші механічні характеристики арматурного прокату, що застосовують у залізобетонних конструкціях, наведені у додатку Д.1.

Арматурні сталі, які використовують у залізобетонних конструкціях повинні відповідати таким основним вимогам:

максимальний нормативний опір (фізична або умовна межу текучості  $\sigma_{0,2}$ ), який характеризує економічні показники виду сталі. Застосування у конструкціях більш міцної арматури дає значну її економію;

гарні пружні властивості (високі значення границі пропорційності і пружності) що важливо для зниження втрат попереднього напруження при релаксації і повзучості сталі;

висока пластичність, яка характеризується величиною подовження при розриві, що зберігає конструкцію від крихкого руйнування за розтягнутою арматурою;

здатність до зчеплення з бетоном, для чого поверхні арматури надають певні вид і профіль.

У деяких випадках роботи залізобетонних конструкцій враховують і інші властивості арматурних сталей: зварюваність, реологічні властивості, стійкість проти холодноламкості, стійкість проти змінних навантажень.

Основною характеристикою міцності арматурної сталі є її характеристичне значення на межі фізичної  $f_{yk}$  або умовної текучості  $f_{0,2k}$ , яке наводиться у відповідних нормативних документах на арматуру.

Розрахункове значення опору арматури розтягу є відношенням характеристичного значення на межі фізичної текучості  $f_{yk}$  арматури до відповідного коефіцієнту надійності арматури  $\gamma_s$ :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \quad (2.13)$$

де  $\gamma_s$  – коефіцієнт надійності для арматури, Так, наприклад  $\gamma_s = 1,05$  для класу арматури A240C,  $\gamma_s=1,1$  для A400C;  $\gamma_s = 1,2$  для B-II, Bp-II, K-7, K-19.

Розрахункові значення опору арматури на стиск приймаються такими, що дорівнюють розрахунковому значенню її опору на розтяг  $f_{yd}$ , але не більше, таких що відповідають граничному значенню деформацій стиску бетону ( $\varepsilon_{cul}$  або  $\varepsilon_{cu3}$ ), в якому знаходиться арматура при дії короточасних або тривалих навантажень. Для арматури класу B500 значенню опору стиску приймаються з коефіцієнтом умов роботи 0,9.

Розрахункові значення опору поперечної арматури (хомутів і відгинів)  $f_{ywd}$  знижують порівняно з  $f_{yd}$  множенням на коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{s1} = 0,8$ , але приймають не більше 300 Мпа.

*Зварюваність* - властивість елементів надійно з'єднуватись за допомогою зварки. З'єднання не повинні мати тріщин та інших дефектів металу у швах і прилеглих зонах. Добре зварюються маловуглецеві сталі. При вмісті вуглецю більше 0,5 % зварюваність сталі погіршується.

Неможна зварювати високоміцний арматурний дріт, оскільки ефект зміцнення втрачається, не допускається зварка канатів і пучків.

*Реологічні властивості* арматури характеризуються повзучістю і релаксацією. *Повзучість арматури* (розвиток деформацій при постійних напруженнях) несуттєво впливає на напружено-деформований стан бетону. Тому повзучість арматури враховують лише при значних напруженнях і високих температурах. Більше впливає на міцність залізобетону небезпечна *релаксація* (зменшення напружень у часі при незмінній деформації), що залежить від механічних властивостей і хімічного складу сталей, технології виготовлення арматури, величини напружень і тривалості дії навантажень. Значну релаксацію мають тверді арматурні сталі (термічно зміцнена стержнева,

холоднотягнута дротова, високолегована стержнева.). Релаксація низьколегованих сталей незначна. Чим більші величини напружень і тривалості дії навантажень, тим більше виявляється релаксація. Релаксація напружень у арматурі викликає невідновлене зменшення попереднього напруження залізобетонних конструкцій і її враховують при розрахунках.

Суттєве значення для арматурної сталі має *холодноламкість*, тобто зниження в'язкості (збільшення крихкості) при знижених температурах. У зв'язку з цим для конструкцій, що працюють на морозі (без обмеження температури) застосовують сталь з підвищеною пластичністю і несприйнятливістю до впливу низьких температур.

При дії багаторазово повторно-змінних навантажень опір арматурної сталі зменшується внаслідок її утоми, а руйнування (розрив) настає раптово і носить крихкий характер. *Межа витривалості (границя утоми)* залежить від кількості повторень навантажень, коефіцієнту асиметрії циклу  $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$  – відношенням найменших напружень до найбільших, з урахуванням їх знаків.

**Класифікація арматури.** Арматуру класифікують за такими ознаками:

а) **функціональним призначенням** – робоча, конструктивна, поперечна (хомути), монтажна.

*Робоча арматура* встановлюється за розрахунком відповідно до характеру роботи конструкції під навантаженням і призначена для сприйняття головним чином розтягуючих зусиль (при згині, центровому або позацентровому розтягу, позацентровому стиску), а також стискаючих зусиль. Інколи робочу арматуру встановлюють для підсилення стиснутої зони бетону при згині або центровому стиску.

*Конструктивна арматура* також забезпечує міцність конструктивних елементів і вузлів, збільшує зчеплення між стержнями, сприймає усадочні і температурні деформації але без розрахунку, а встановлюється з досвіду проектування і експлуатації конструкцій.

Поперечні стержні які встановлюють перпендикулярно до робочої арматури називають *поперечною арматурою* або *хомутами*. Стержні, що

відгинаються поблизу опор називають відгинами. Хомути і відгини призначені для сприйняття косих напружень.

*Монтажна (або розподільна) арматура* забезпечує проектне положення робочої арматури і хомутів й об'єднує їх у каркаси і сприяє рівномірному розподілу зусиль між окремими стержнями. Монтажну арматуру призначають конструктивно.

б) **технологією виготовлення** - *гарячекатана стержнева* (виготовлена прокатуванням) і *холоднотягнута дротова* (виготовлена витягуванням у холодному стані);

в) **видом поверхні** – гладка і періодичного профілю (рис.1. 6.);

г) **згинальною жорсткістю** – гнучка і жорстка. Гнучку арматуру у залізобетонних конструкціях застосовують у вигляді окремих стержнів, дроту і різноманітних виробів з них (сітки, каркаси, канати і пучки). Жорстка арматура - сталеві прокатні профілі (кутники, швелери або двотаври) які використовують у каркасно-монолітних конструкціях багатопверхових будинків, у важконавантажених і багатопролітних перекриттях и покриттях, а також для підсилення конструкцій;

д) **способом зміцнення** – термічно зміцнена і зміцнена у холодному стані (витягуванням або волочінням);

е) **способом використання при виготовленні залізобетону** - звичайна і напружена (піддана попередньому натягу до експлуатації);

ж) **матеріалом** – сталева і неметалева (склопластикова, вуглепластикова тощо).

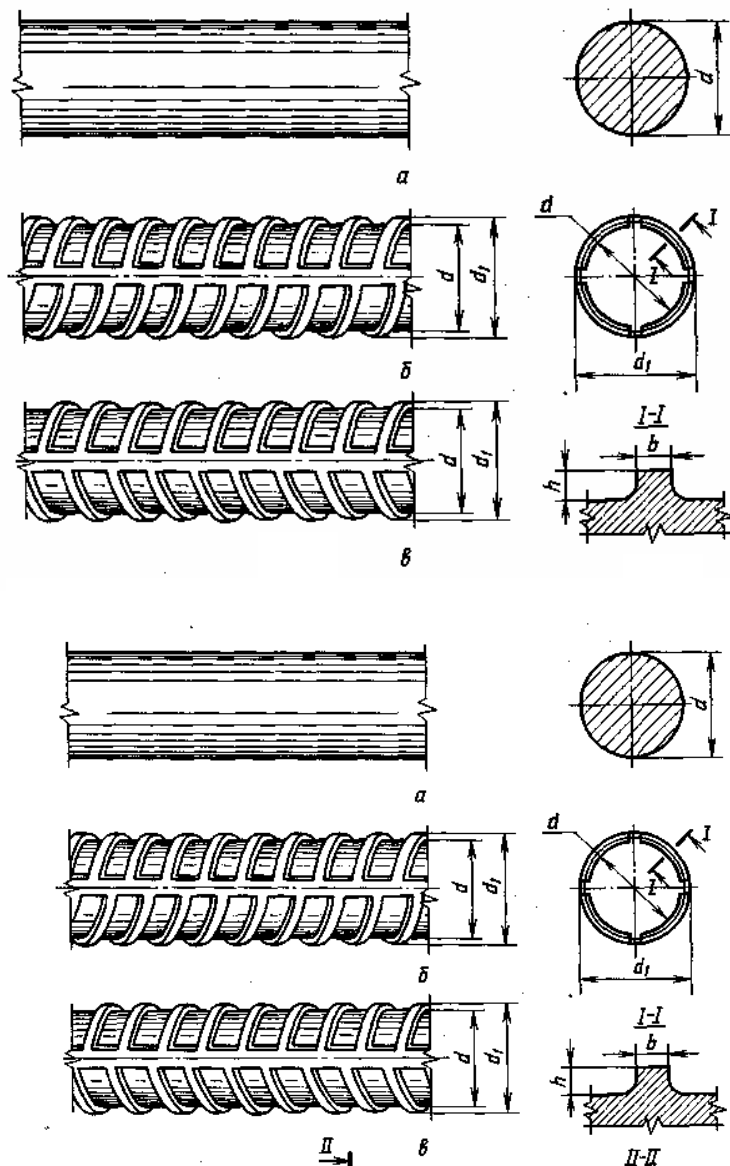
У нормативній літературі (СНіП 2.03.01-84\*) використовують таку класифікацію арматурних сталей:

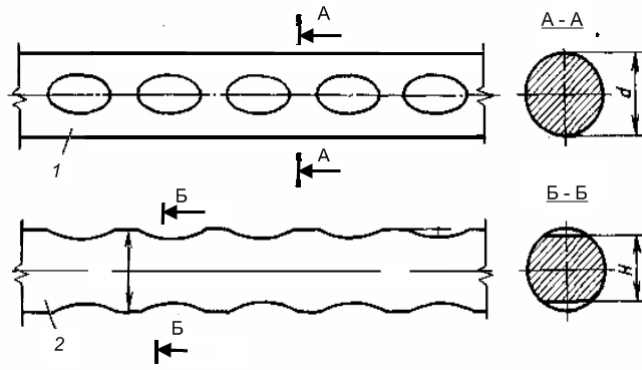
а) **гарячекатана стержнева** – гладка класу А-I, періодичного профілю класів А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI; А-VII;

б) **термічно і термомеханічно зміцнена** - періодичного профілю класів Ат-IV, Ат-IVс, Ат-IVк, Ат-V, Ат-Vк, Ат-Vск, Ат-VI, Ат-VIк і Ат-VII;

в) **холоднотягнута дротова** – звичайна періодичного профілю класу Вр-І і високоміцні - гладка класу В-ІІ та періодичного профілю класу Вр-ІІ;

г) **арматурні канати** - спіральні семидротові класу К-7 та дев'ятнадцятидротові класу К-19. Арматурні канати виготовляють з 7 або 19 дротів одного діаметру, накручуючи на центральний прямолінійний дріт у один або декілька шарів. Діаметр дроту 2-5 мм. Пучки складаються з паралельних дротів (14,18, 24 шт.) або канатів і обмотуються м'яким дротом.





2

Рис. 1.6. – Види поверхні арматури:

*a* – стержнева гладка; *б* – стержнева періодичного профілю А-II; *в* – стержнева періодичного профілю А-III, А-IV; *г* – високоміцний дріт; 1 – вид з боку вм'ятин; 2 – вид з гладкої сторони

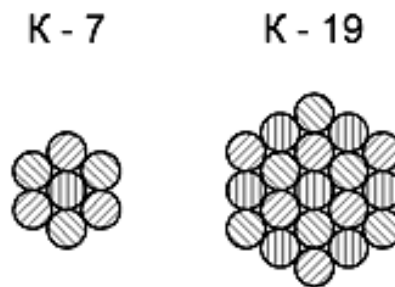


Рис. 1.7. – Арматурні канати

Стержнева арматура позначається буквою А з додаванням римської цифри, дротова - буквою В. Чим вище міцність сталі, тим більше номер римської цифри. Умовні позначення класів такі: індекс «т» означає термічне зміцнення, індекс «р» - періодичність профілю. Якщо арматура даного класу має зварюваність чи корозійну стійкість, то до звичайного індексу додається буква «с» чи «к», наприклад Ат-IVс, Ат-Vк, Ат-Vск і т.п..

У Державному стандарті України (ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови») арматурну сталь поділяють на класи згідно з міцнісними характеристиками (встановленим стандартом нормованим значенням умовної чи фізичної межі текучості у Н/мм<sup>2</sup>) та експлуатаційними властивостями : А240С– з гладким профілем,

A400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК і А1000– з періодичним профілем.

Залежно від експлуатаційних властивостей арматурний прокат поділяють на: зварюваний (*індекс С*); незварюваний (*без індексу С*); тривкий до корозійного розтріскування під напруженням (*індекс К*); нетривкий до корозійного розтріскування (*без індексу К*); зварюваний та тривкий до корозійного розтріскування під напруженням (*індекс СК*).

Позначають арматурний прокату відповідно до ДСТУ 3760:2006 у такому порядку: діаметр арматури, клас арматури, стандарт. Наприклад, 10 А400С ДСТУ 3760:2006 – зварюваний арматурний прокат діаметром 10 мм класу А400С.

У відповідності до ДСТУ 3760:2006 арматурні сталі мають профіль, що відповідає європейським і міжнародним стандартам. Цей профіль має назву серповидного і наведений на рис.1.8, *а,б*. Прутки мають поперечні виступи серповидної форми, які не з'єднуються з поздовжніми виступами рис.1.8, *а*. Поздовжні виступи у арматурі не обов'язкові (рис. 1.8,б).

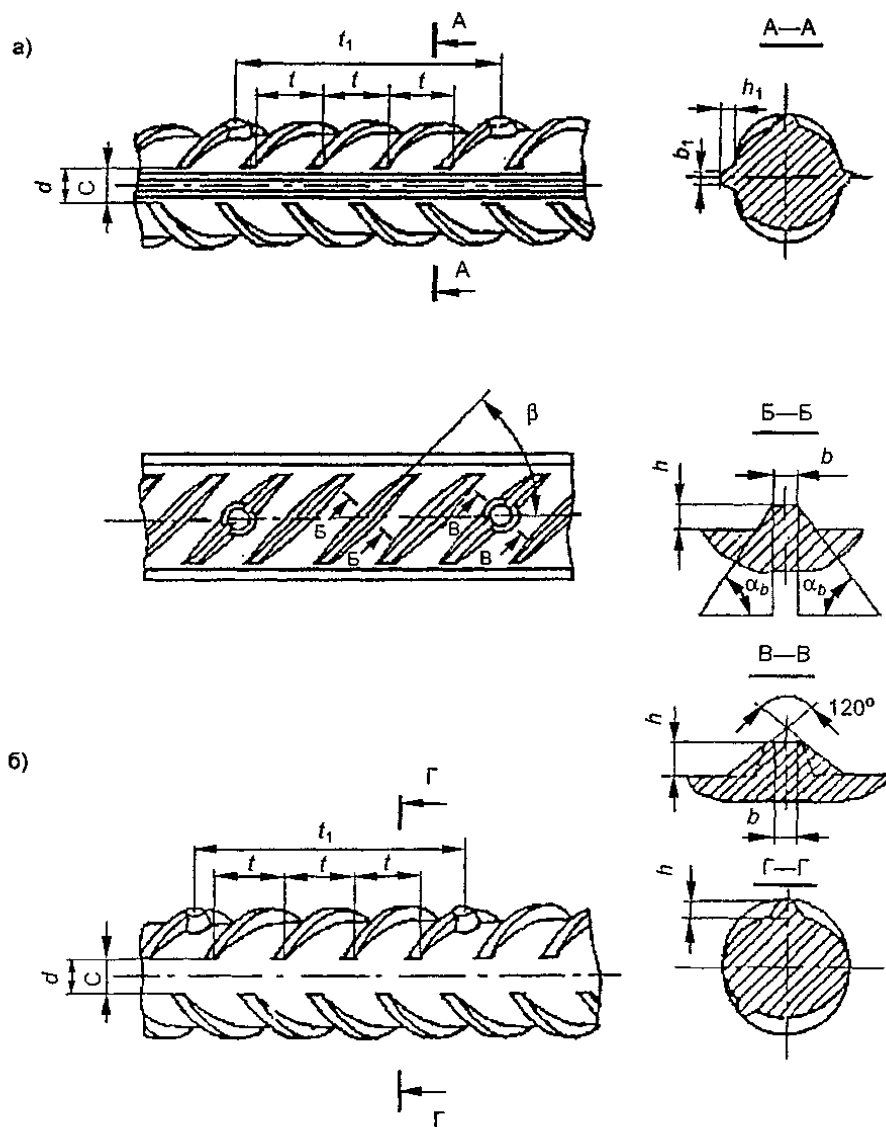


Рис. 1.8. Вид поверхні арматурних стержнів періодичного профілю за ДСТУ 3760:2006

*a* – з боку вм'ятин; *б* – вид з гладкої сторони

Марки сталі, які використовують для виробництва арматурного прокату, наведені у табл. 1.1. У кожен клас арматури може входити кілька марок сталі, що мають близькі механічні властивості. Наприклад, до класу А240С входять вуглецеві сталі марки сталі СтЗсп, СтЗпс і СтЗкп, до класу А800 – леговані сталі 20ГС, 20ГС2, 08Г2С, 10ГС2. При маркуванні вуглецевих сталей прийняті такі умовні позначення : Ст – скорочене «сталь», цифра після букв - номер марки. До марки додають букви, які характеризують спосіб розкислення: кп – кипляча, пс - напівспокійна, сп – спокійна. Буква Г вказує на підвищений вміст у сталі марганцю. При маркуванні легованих сталей прийняті такі умовні

позначення: перше число означає кількість вуглецю у сотих частках % (0,25 %, 0,35 % і т.д.); букви – наявність відповідних легуючих домішок ( Г – марганець, С- кремній, Х - хром); наступні цифри за буквою означають процентний зміст легуючого елемента у відсотках елемента. Якщо цифра відсутня , то вміст легуючого елемента близько 1 %.

Таблиця 1.1

Марки сталі, які використовують для виробництва арматурного прокату

Клас арматурного прокату	Марки сталі ДСТУ 2651:2005 (ГОСТ 380-2005, ГОСТ 5781-82, ГОСТ 10884-94)	Діаметри прокату, мм
A240C	Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп	5,5–40
A400C	Ст3сп, Ст3пс, Ст3Гпс, Ст5сп, Ст5пс, 25Г2С, 35ГС	6-40
A500C	Ст3сп, Ст3пс, Ст3Гпс, Ст3Гпс 25Г2С	6–16 18–22 25–40
A600	20ГС	10–32
A600C	25Г2С, 35ГС	
A600К	10ГС2, 08Г2С	
A 800	20ГС, 20ГС2, 08Г2С, 10ГС2	6–40
A800К	35ГС	
A800СК	20ХГС2	
A1000	25Г2С, 20ХГС2	6–40

Основною характеристикою міцності арматурної згідно нових норм сталі є її характеристичне значення на межі *фізичної*  $f_{yk}$  або *умовної текучості*  $f_{0,2k}$ , яке наводиться у відповідних нормативних документах на арматуру.

Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик арматури наведено в таблиці 2.4.

## Міцнісні та деформаційні характеристики арматури

Характеристика арматури	Клас арматури			
	A240C	A400C	A500C	B500
$f_{yk}$ (МПА)	240	400	500	500
$f_{ywd}$ (МПА)	170	285	300	300
$E_s$ (МПА)	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$1,1 \times 10^5$
$\epsilon_{ud}$	0,025	0,025	0,02	0,012

Розрахункове значення опору арматури розтягу є відношенням характеристичного значення на межі фізичної текучості  $f_{yk}$  арматури до відповідного коефіцієнту надійності арматури  $\gamma_s$ :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \quad (2.13)$$

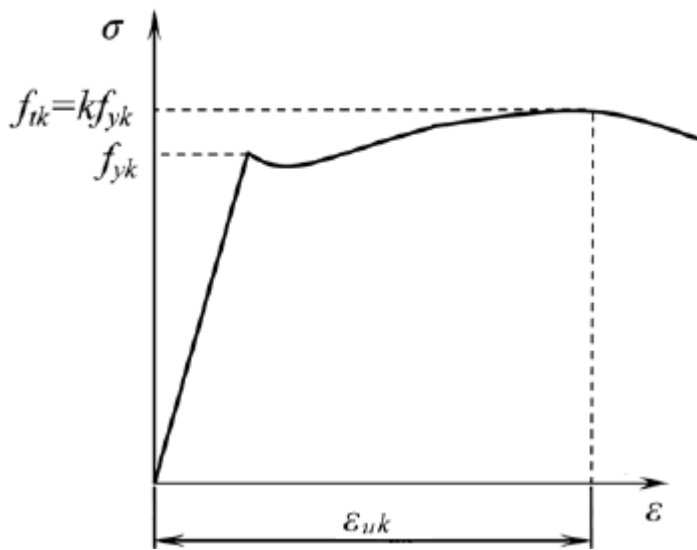
де  $\gamma_s$  – коефіцієнт надійності для арматури, Так, наприклад  $\gamma_s = 1,05$  для класу арматури A240C,  $\gamma_s=1,1$  для A400C;  $\gamma_s = 1,2$  для B-II, Вр-II, К-7, К-19.

Розрахункові значення опору арматури на стиск приймаються такими, що дорівнюють розрахунковому значенню її опору на розтяг  $f_{yd}$ , але не більше, таких що відповідають граничному значенню деформацій стиску бетону ( $\epsilon_{cul}$  або  $\epsilon_{cu3}$ ), в якому знаходиться арматура при дії короткочасних або тривалих навантажень. Для арматури класу B500 значенню опору стиску приймаються з коефіцієнтом умов роботи 0,9.

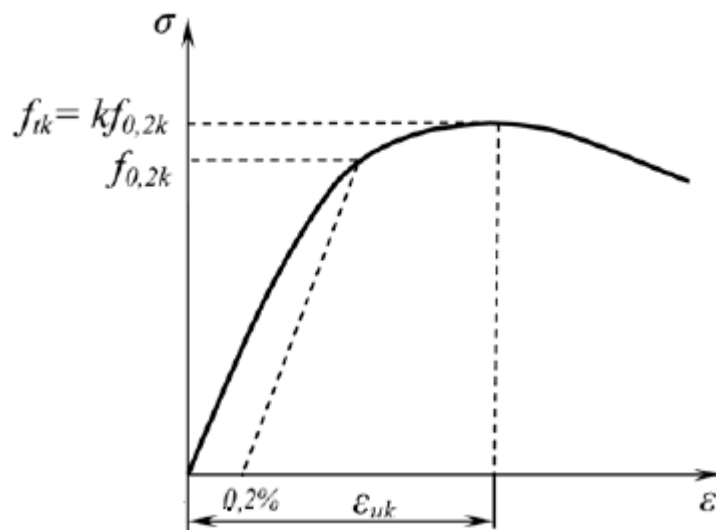
Розрахункові значення опору поперечної арматури (хомутів і відгинів)  $f_{ywd}$  знижують порівняно з  $f_{yd}$  множенням на коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{sl} = 0,8$ , але приймають не більше 300 Мпа.

**Нормативні діаграми механічного стану арматури.**

Як узагальнену характеристику механічних властивостей арматури приймають діаграму стану (деформування) арматури (рис. 2.6), яка встановлює зв'язок між напруженнями  $\sigma_s$  та відносними деформаціями  $\epsilon_s$  арматури у разі короткочасного одноразового прикладання навантаження (згідно зі стандартними випробуваннями) до руйнування.



а



б

Рис. 2.5. Діаграма деформування арматурної сталі: а – з фізичною плошадкою текучості; б – без плошадки текучості.

При розрахунку залізобетонних елементів в якості розрахункової діаграм стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями  $\sigma$  і відносними деформаціями  $\varepsilon$  арматури, приймають дволінійну діаграму (рисунок 2.6). Діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

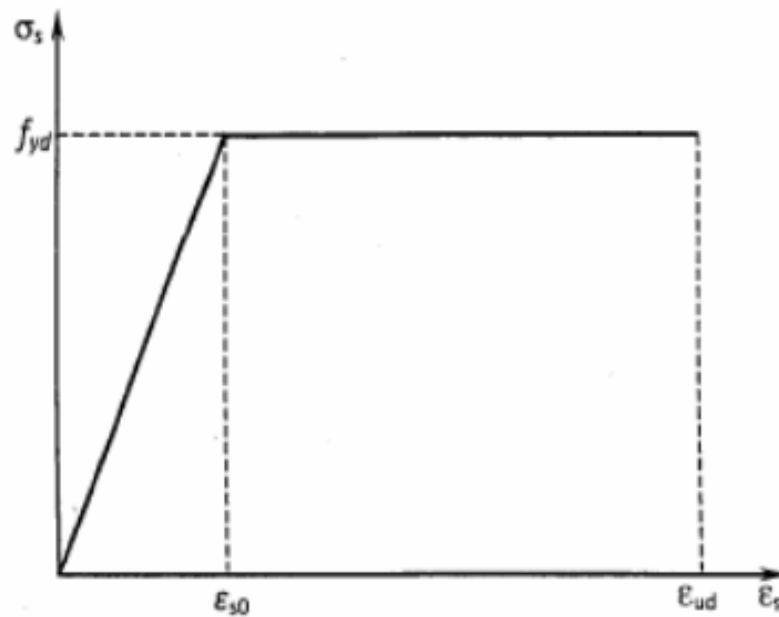


Рисунок 2.6 Діаграма стану арматури

Напруження в арматурі  $\sigma_s$  визначають в залежності від відносних деформацій  $\epsilon_s$  згідно діаграми стану арматури за формулами:

при  $0 \leq \epsilon_s < \epsilon_{s0}$

$$\sigma_s = \epsilon_s \times E_s; \quad (2.14)$$

при  $\epsilon_{s0} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{ud}$

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (2.15)$$

**Застосування арматури в конструкціях.** Гарячекатана арматура класу А240С має невисоку межу текучості - 240МПа і подовження при розриві до 25%, випускається діаметром 6-22 мм. Арматура класу А240С використовується в основному для конструктивної і монтажної арматури, а також для монтажних (підйомних) петель залізобетонних елементів та конструкцій і закладних деталей.

У якості робочої арматури у залізобетонних конструкціях застосовують сталь класу А400С, А500С діаметром 6-40 мм з межею текучості відповідно 400 і 500 Мпа. Арматура цих класів застосовується як ненапружена робоча

арматура в багатьох залізобетонних конструкціях (балках, плитах, колонах, стінових панелях, перемичках, рамах та ін.)

Як попередньо напружену застосовують арматуру класів А600 та А600С, А600К діаметром 10-32 мм та А800, А800К, А800СК, А1000 діаметром 6–40 мм, які мають високі показники межі текучості - 600-1200 МПа. Для армування залізобетонних елементів довжиною понад 12 м як напружену арматуру застосовують високоміцний дріт Вр-II діаметром 4-8 мм і канати класів К-7 діаметром 6, 12, 15 мм, К-19 діаметром 14 мм. Міцнісні характеристики цих сталей досягають 900-1200 МПа і більше.

Слід підкреслити, що застосування більш міцної сталі в залізобетонних конструкціях (наприклад, А800 замість А600) дає економію арматури до 15%, а використання високоміцного дроту і канатів ще більш значну економію.

**Арматурні вироби.** Залізобетонні конструкції, як правило, армують не окремими стержнями, а укрупненими арматурними елементами – сітками або каркасами (рис.1.7). Арматурні сітки і каркаси виготовляють зварними або в'язаними на спеціалізованих заводах або складальних ділянках.

У залежності від діаметру стержнів сітки поділяють на *важкі* і *легкі*. Важкі сітки мають у одному напрямку стержні діаметром -12 мм і більше. До легких відносять сітки с поздовжніми и поперечними стержнями діаметром - від 3 до 10 мм .

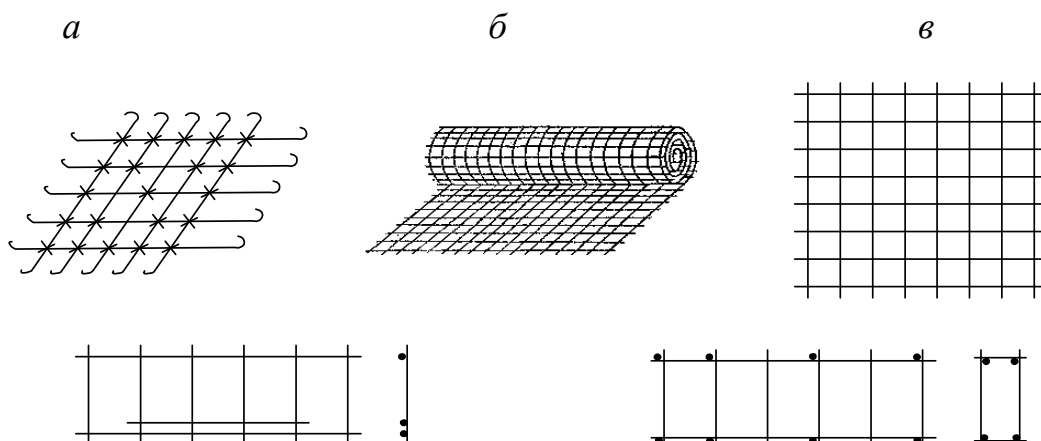


Рис.1.7 – Арматурні сітки і каркаси:

*a* – в'язані сітки, що виготовляються з окремих стержнів; *б* – зварні рулонні сітки; *в* - зварні плоскі сітки; *г* – плоский каркас; *д* – просторовий каркас

Зварні сітки використовують в основному для армування плит і виготовляють із арматури класу Вр-I, А-240С, А-400С, А-500С. Зварні арматурні сітки виготовляють *рулонними* (рис.1.7, б) або *плоскими*(рис.1.7, в). Робочі стержні в сітках можуть розташовуватися у поздовжньому, поперечному і в обох напрямках. Відстані між осями поздовжніх і поперечних стержнів приймають кратними 50 мм. У місцях перетину стержні з'єднують контактним електрозварюванням. Плоскі сітки виготовляють шириною до 3800 мм.

Рулонними виготовляють легкі сітки з поздовжніми стержнями з арматурного дроту діаметром 3...5 мм. Ширина рулонних сіток коливається від 1040 до 3630 мм, довжина 9-50 м, маса - до 500 кг.

Плоскі арматурні каркаси виготовляють в'язаними і зварними для балок, прогонів, перемичок, складаються вони з поздовжніх і поперечних стержнів (рис.1.7, г). Поздовжні стержні можуть бути розташовані в один і  $x$  і поперечних стержнів Просторові каркаси збирають із плоских каркасів, з'єднуючи їх (рис.1.7, д). Розмір кінцевих випусків поздовжніх стержнів повинен бути не менше  $0,5d_1+d_2$  і не менше 20 мм, де  $d_1$  – діаметр поздовжньої арматури і  $d_2$  – поперечної. Більший діаметр  $d_1$  мають робочі стержні -12-40 мм, менший  $d_2$  - поперечні, обидва ці діаметри призначають, виходячи із розрахунку.

Співвідношення діаметрів зварюваних поперечних і поздовжніх стержнів приймають залежно від вимог технології зварювання, але не менше 0,25. Наприклад, якщо діаметр поздовжньої арматури 8-12 мм, то поперечну арматуру приймають не менше 3 мм, якщо  $d_1 = 18-20$  мм, то  $d_{2min} = 5$  мм і т.д.

**Анкерування арматури.** Анкерування арматури в бетоні залежить від виду арматури і характеру роботи залізобетонної конструкції.

У заводських умовах стикування арматурних стержнів виконують «у стик», а на будівельному майданчику може здійснюватися за допомогою ванного зварювання і «внапуск». Арматурні сітки стикуються в неробочому напрямку на 50–100 мм, у робочому напрямку сітки накладаються внапуск на один крок робочих стержнів при малих діаметрах робочої арматури і у стик при діаметрах 16 мм і більше, при цьому зверху стику повинна укладатися додаткова сітка.

До числа арматурних виробів відносяться і закладні деталі, що відіграють роль сполучних елементів у монолітному і збірному залізобетоні. Форма і конструктивні рішення закладних деталей дуже різноманітні. Принцип же створення їх однаковий – пластина чи елемент прокатного профілю, до яких приварюються анкерні стержні з відповідною довжиною для надійного анкерування у бетоні.

#### **1.4. Фізико-механічні властивості залізобетону**

**Усадка і повзучість залізобетону.** У залізобетонному елементі арматура як більш пружний матеріал, перешкоджає усадочним деформаціям бетону. Усадка бетону призводить до виникнення стискаючих напружень в арматурі і розтягуючих у бетоні. При високій насиченості арматури розтягуючі напруження можуть зрости настільки, що у бетоні з'являться усадочні тріщини.

На міцність залізобетону усадка впливає по-різному. На центрально стиснуті елементи усадка не впливає, розтягуючі напруження у бетоні гасяться стискаючими напруженнями від зовнішнього навантаження. На залізобетонні елементи, що зазнають згин або розтяг, усадка впливає негативно, оскільки сприяє появі тріщин у розтягнутому бетоні. Тому, напруження у арматурі від усадки бетону враховують при розрахунках елементів на утворення тріщин

Повзучість залізобетону при тривалій дії навантаження призводить до перерозподілу напружень між бетоном і арматурою. При цьому напруження в

бетоні зменшуються, а в арматурі збільшуються. Процес перерозподілу напружень у залізобетоні інтенсивно протікає у перші часи і надалі затухає.

На роботу центрально стиснутих елементів повзучість впливає сприятливо і дозволяє повніше використати міцність арматури. Повзучість знижує несучу здатність гнучких стиснутих елементів; у елементах, що згинаються викликає збільшення прогинів; у попередньо напружених елементів конструкцій, що згинаються, повзучість і усадка призводять до втрат напружень у напруженій арматурі (що зменшує рівень натягу арматури).

**Вплив температури.** Тривалий вплив на бетон високих температур істотно зменшує його міцність – до 30 %. За більш високих температур, що досягають +500 ...+600 °С, бетон руйнується внаслідок різних температурних деформацій цементного каменю і заповнювачів та розкладання цементного каменю, з утворенням вапна, що гаситься хімічно незв'язною водою і збільшуючись у об'ємі розриває бетон. Тому при температурах вище + 200 °С звичайні бетони не застосовують.

У залізобетонних конструкціях які зазнають впливу довготривалих температур (фундаменти промислових печей і теплових агрегатів, газовідводи, димові труби та ін.) застосовують спеціальну ізоляцію або жаростійкі бетони на спеціальних заповнювачах: (базальт, хроміт, шамот, доменні шлаки та ін.). У якості в'язучих використовують глиноземистий цемент, рідке скло, портландцемент з добавками.

При високих температурах різко зменшується зчеплення арматури і бетону, тому у конструкціях із жаростійкого бетону, застосовують арматуру періодичного профілю.

*Вогнестійкість* будівельних конструкцій та елементів характеризується їх властивістю протистояти вогню при пожежі і спроможністю зберігати несучу здатність. Залізобетон відноситься до вогнетривких матеріалів, здатних протидіяти вогню та високим температурам (вище +1000°С) декілька годин без суттєвої втрати міцності. При короткочасній дії вогню та температури швидко нагріваються поверхневі шари бетону, а основна його маса і арматура (при її

достатній відстані від поверхні бетону) нагріваються повільно і тому залізобетон може деякий час зберігати свою несучу здатність. Тривалі пожежі високої інтенсивності призводять до значних пластичні деформації арматури і руйнування залізобетонних конструкцій: елементи, які працюють на згин, отримують недопустимі прогини і надмірне розкриття тріщин, а позацентрово стиснуті - втрачають стійкість.

Межа вогнестійкості залізобетонних конструкцій залежить від їх розмірів і конструктивної схеми роботи, виду арматури, способу армування і особливо від товщини захисного шару. Так, при температурі пожежі 1000-1100 °С арматура, яка розташована у бетоні на глибині 25 мм, нагрівається до 550 °С через годину, а на глибині 50 мм – через 2 години. Для підвищення вогнестійкості залізобетону збільшують захисний шар бетону до 30...40 мм.

### **1.5. Корозія залізобетону і захист від неї. Захисний шар бетону.**

Вплив агресивного середовища зазнають конструкції будівель і споруд різного призначення: промислових цехів, птахо - та тваринницьких ферм, складів хімічних добрив, цехів переробки сільськогосподарської продукції, підземних резервуарів, силосних сховищ тощо. Під дією цих впливів у залізобетонних конструкціях відбувається корозія, розвиток якої може призвести до їх руйнування.

Корозії може зазнавати як бетон, так і арматура. Можна, виділити три основні види корозії бетону.

Корозія недостатньо щільного бетону виникає при дії на залізобетон води з малою жорсткістю, коли у воді, що фільтрується через бетон, відбувається розчинення складової частини цементного каменю - гідрату окису кальцію. Продукти розчинення цементного каменю виносяться водою, а на його поверхні лишаються білі пластівці або потьоки.

Процеси корозії другого виду обумовлюються реакцією розчинених у воді чи в повітрі хімічних речовин з мінералами цементного каменю. Продукти

таких хімічних реакцій мають вигляд аморфної маси, або розчиняються у воді. До таких хімічних речовин належать, зокрема, вільна вуглекислота  $\text{CO}_2$ .

До третього виду корозії належать процеси, пов'язані з утворенням і нагромадженням у тілі бетону нерозчиненої солі у вигляді кристалів. Їх збільшення викликає появу напружень у стінках пор і капілярів, що призводить до розриву цих стінок і руйнуванню бетону.

Стійкість проти корозії бетону залежить від його міцності, щільності і проникності, властивостей цементу і агресивності середовища.

Корозія арматури супроводжується корозією бетону, але може відбуватися і без руйнування бетону. Причиною такого явища буває недостатній вміст цементу в бетоні, його шкідливі добавки, надмірне розкриття тріщин (понад 0,2...0,3 мм), недостатня товщина захисного шару. Іржа, що утворюється навколо арматури, збільшується в об'ємі, розпирає бетон і призводить до його відшарування. Тому захист від корозії бетону буде водночас і захистом арматури.

Для зменшення корозії залізобетону застосовують щільні бетони на сульфатостійких та інших спеціальних в'язучих, збільшують захисний шар бетону, влаштовують зовнішні покриття, обробляють поверхні бетону спеціальними захисними шарами: торкрет-штукатуркою із цементного розчину з добавками церезиту та ін., обмежують ширину розкриття тріщин.

Збільшення щільності та підвищення непроникності бетону забезпечується зерновим добором заповнювачів, зниженням водоцементного відношення, застосуванням пластифікуючих і ущільнювальних добавок у бетонних сумішах і ретельним ущільненням

У залежності від характеру агресивності середовища звичайний портландцемент замінюють: сульфатостійким, кислототривким, шлакопортландцементом, глиноземистим цементом та ін. При сильному ступені агресивності середовища, додатково передбачають поверхневий антикорозійний захист залізобетонних конструкцій:

нанесення лакофарбових покриттів (аерозолів), бітумних і латексних мастик – при дії газових і твердих агресивних впливів;

ущільнюючу пропитку хімічно стійкими матеріалами - при дії агресивних рідин і ґрунтової вологи;

гідрофобізацію – при постійному зволоженні конструкції водою, утворенні конденсату;

лицювальними плівками (поліхлорвінілові, поліпропіленові, поліізобутиленові) - при контакті бетону з рідинами і твердим агресивним середовищем

спеціальними облицювальними покриттями у тому числі на основі полімерних в'язучих (епоксидних смол, каучуків, хлорсульфополіетелену) - при дії агресивних рідин, при розташуванні конструкції у ґрунті, для захисту від механічних пошкоджень облицювального покриття.

### **Захисний шар бетону.**

Захисний шар бетону у залізобетонних конструкціях – це відстань від від поверхні арматури до найближчої поверхні бетону. Номінальний захисний шар бетону визначається як сума мінімально допустимого  $c_{min}$  та допустимих проектних відхилень  $Dc_{dev}$ , тобто

$$c_{nom} = c_{min} + Dc_{dev}.$$

Мінімально допустимий захисний шар бетону  $c_{min}$  потрібний для безпечної передачі зусиль зчеплення арматури з бетоном, захисту арматурної сталі від корозії та для запобігання її швидкому нагріванню при дії високих температур.

При визначенні товщини захисного шару враховують вид і розміри конструкції, умови експлуатації, діаметр і призначення арматури.

Для виконання функцій, покладених на захисний шар бетону, необхідно вибрати більшу з величин, що задовольняє умови стосовно

зчеплення та впливу навколишнього середовища, тобто

$$c_{\min} = \max \{c_{\min, b}; c_{\min, dur} + \Delta c_{dur, g} - \Delta c_{dur, st} - \Delta c_{dur, add}\} \geq 10 \text{ мм},$$

де  $c_{\min, b}$  – мінімальний захисний шар за вимогами зчеплення (табл. 1.5);

$c_{\min, dur}$  – мінімальний захисний шар за вимогами умов середовища;

$c_{dur, g}$  – врахування надійності при застосуванні добавок до бетону;

$c_{dur, st}$  – зменшення мінімального шару при використанні нержавіючої сталі;

$c_{dur, add}$  – зменшення мінімального шару при додатковому захисті.

Однак у всіх випадках товщина захисного шару має бути не менше діаметра стержня робочої арматури і не менше:

Таблиця 1.5

Вимоги до мінімальної товщини захисного шару  $c_{\min, b}$  для забезпечення зчеплення

Розташування стержнів	Мінімальний захисний шар, $c_{\min, b}$
Роздільне	Діаметр стержня
Пасмо	Еквівалентний діаметр ( $\varnothing_p$ )
<p><i>Примітка.</i> Якщо номінальний максимальний розмір наповнювача більший ніж 32 мм, то <math>c_{\min, b}</math> необхідно збільшити на 5 мм; <math>\varnothing_p</math> – еквівалентний діаметр визначається згідно відповідних нормативних документів</p>	

У попередньо напружених залізобетонних конструкціях величина величина захисного шару  $c_{min,b}$  повинна перевищувати:

При натягу арматури на бетон, що затвердів:

- при круглому перерезі каналу – величину діаметра;
- при прямокутному – більше з двох значень: меншу сторону або половину більшої.

Вказані вимоги не застосовуються у випадку, якщо розміри круглого або прямокутного каналу більше 80 мм.

При натягу арматури на упори величина захисного шару  $c_{min,b}$  становить:

- 1,5 діаметра для канату або гладкого дроту;
- 12,5 діаметра стержня періодичного профілю.

Якщо товщина захисного шару бетону більше 45 мм, то необхідно передбачати його конструктивне армування

Допустиме проектне відхилення  $D_{C_{dev}}$  норми рекомендують приймати 10 мм.

### **Контрольні питання для самоперевірки**

1. Дайте визначення залізобетону. У чому полягають переваги і недоліки залізобетону?
2. Що є основою спільної роботи бетону і сталевих арматур?
3. Позитивні і негативні властивості залізобетонних конструкцій.
4. Класифікація бетонів відповідно до нормативних документів, показники якості бетонів.
5. Якими характеристиками міцності і деформативності бетонів?
6. Які зразки бетону випробовують на стиск і розтяг?
7. Що таке усадка і повзучість бетону? Вплив усадки і повзучості на роботу залізобетонних конструкцій.

8. Граничні деформативні характеристики бетонів.
9. Яке призначення має сталева арматура у залізобетонних конструкціях?
10. Як відтворюються діаграми розтягу різних арматурних сталей?
11. Класифікація арматури згідно із СНиП 2.03.01-84\* і ДСТУ 3760:2006.
12. Види арматурних виробів.
13. Причини виникнення корозії і заходи захисту від неї.
14. Що таке захисний шар бетону? У яких випадках товщина захисного шару може бути зменшена або збільшена?

## РОЗДІЛ 2. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

### 2.1. Метод розрахунку за граничними станами

Залізобетонні будівельні конструкції, а також їхні окремі елементи, вузли та перерізи проектують за нормами проектування [3,6,7], дія яких поширюється на всі конструкції будівель та споруд. Вказані будівельні норми ґрунтуються на понятті **відмови конструкції**, тобто події, що полягають у переході через граничний стан (або настання позаграничного стану), які визначаються головним чином досягненням напруженнями та деформаціями величин встановлених нормами.

Розрізняють дві групи граничних станів:

- граничні стани **першої групи** призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх повну непридатність до подальшої експлуатації;

- граничні стани **другої групи** зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Характеристики цих станів наведені у табл. 2.1.

Табл.2.1.

Характеристики граничних станів

Група граничних станів	Вид граничного стану	Характеристики позаграничного стану
Перша	Несуча здатність	Руйнування в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру. Загальна втрата стійкості форми або положення.
	Повна непридатність до подальшої експлуатації	Текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, резонансні коливання. Якісна зміна конфігурації. Стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію (наприклад, через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо).
Друга	Ускладнення нормальної експлуатації	Надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.
	Зниження довговічності	Пошкодження від корозії або інших видів фізичного зносу

Основними факторами, які обумовлюють досягнення конструкцією того чи іншого граничного стану, є навантаження, що діють на дану конструкцію,

характеристики міцності матеріалів, із яких вона виготовлена, умови, за яких працює конструкція.

Надійність і гарантія від виникнення граничних станів забезпечується розрахунком, який повинен враховувати всі найбільш несприятливих факторів: змінність навантажень, насамперед у бік збільшення; несприятливі (але реально можливі) сполучення навантажень і впливів; можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції та інші..

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

Граничні стани першої групи, що призводять до повної непридатності до експлуатації і (або) руйнування конструкцій, не повинні бути досягнуті ні разу за весь термін експлуатації споруди, тобто діючи навантаження розглядають як максимально можливі за весь період час експлуатації, и, а несучу здатність конструкції - як мінімально можливу.

Умову неруйнування конструкції за першою групою граничних станів можна записати у загальному виді так:

$$N_{\max} \leq \Phi_{\min}, \quad (2.1)$$

де  $N_{\max}$  – максимальне зусилля у елементі конструкції (поздовжня або поперечна сила, згинальний або крутний момент) – є функцією навантажень і впливів;  $\Phi_{\min}$  – мінімальна несуча здатність елемента конструкції, що відповідає виду зусилля і яка є функцією форми і розмірів перерізу, фізико-механічних властивостей матеріалу, умов та особливостей роботи конструкції.

Значення навантажень, які діють на конструкцію при її нормальній експлуатації та наведені у будівельних нормах [6] або у технічному завданні на об'єкт будівництва, називають *характеристичними (або нормативними навантаженнями)*.

Характеристичне значення ваги конструкцій визначають за стандартами, робочими кресленнями, паспортами заводів-виробників або за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів; снігові – за наведеними у нормах [6] значеннями, які отримані у результаті багаторічних снігомірних зйомок; від людей – з розрахунку можливого скупчення людей на одиниці площі тощо.

Внаслідок порушень при виготовленні, зберіганні, транспортуванні, монтажі та експлуатації конструкцій, а також природньої змінюваності самих навантажень їх фактичні значення можуть відрізнятись від нормативних. Так, навантаження від власної ваги залізобетонної балки може бути більшими за нормативне при неточності її розмірів при виготовленні або при збільшенні щільності бетону порівняно з проектною, навантаження від обладнання – при його ремонті або переміщенні, від людей – при їх масовому скупченні при пожежах тощо.

Шляхом тривалих спостережень за роботою конструкцій та статистичної обробки їх результатів визначають можливі відхилення фактичного навантаження від його *характеристичного* (нормативного значення). Це відхилення враховується *коефіцієнтом надійності за навантаженням*  $\gamma_f$ , який призначається будівельними нормами [6] і залежить від виду навантаження та тривалості його дії, призначення та умов експлуатації будівлі.

*Розрахункові значення навантажень* визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням  $F_i \gamma_f$ . Коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f$  встановлюється для кожного виду навантаження: від ваги конструкцій, снігу, вітру, ожеледі тощо. Чим більше ймовірність змінюваності навантаження, тим більше значення  $\gamma_f$ . Наприклад, порівняно з проектними (нормативними) значеннями маса ізоляційних, вирівнювальних та опоряджувальних шарів (плит, матеріалів у рулонах, засипок, стяжок тощо), виконаних в умовах будівельного майданчика, може змінюватися у ширших межах, ніж тих самих шарів, виконаних у заводських умовах. Тому в першому випадку значення коефіцієнта надійності за навантаженням вищі, ніж у другому (відповідно  $\gamma_f = 1,3$  і  $\gamma_f = 1,2$ ). Високими є

також значення коефіцієнта надійності для навантажень, зумовлених атмосферними явищами — вітром, снігом, ожеледдю.

Інколи можливе заниження значення навантаження для конструкції є несприятливим, наприклад, власна вага підпорної стіни, що стримує конструкцію від перекидання. В таких випадках коефіцієнт  $\gamma_f$  приймають меншим за одиницю ( $\gamma_f < 1$ ).

Як правило, будівельні конструкції сприймають декілька навантажень, різних за походженням. Тому у розрахунку конструкції враховують можливі несприятливі сполучення навантажень введенням **коефіцієнту сполучення**:  $\psi \leq 1$ , значення якого відображає ймовірність одночасного перевищення кількома навантаженнями їхніх розрахункових значень.

Основними характеристиками міцності матеріалів є **нормативні опори**  $R_n$ , які встановлені будівельними нормами [3]. Нормативні опори встановлюються на підставі статистичної обробки результатів випробовувань стандартних зразків із забезпеченістю значень не менше 0,95. Це означає, що кількість випадкових відхилень з нижчими значеннями міцності випробовуваних зразків не перевищує 5% (50 зразків з 1000). Можливі відхилення значень міцності матеріалів у несприятливий бік, які впливають на надійність конструкції враховують **коефіцієнтом надійності за матеріалом**  $\gamma_m$ , який залежить від матеріалу, статистичної мінливості його фізико-механічних властивостей, а також інших факторів (характеру руйнування, розмірів та допусків виробів тощо). Нормативні опори  $R_n$ , поділені на **коефіцієнтом надійності за матеріалом**  $\gamma_m$  мають назву *розрахункових опорів*:

$$R = R_n / \gamma_m. \quad (2.2)$$

Врахування можливих відхилень від передбачуваних умов роботи конструкції (характер і тривалість зовнішнього навантаження, його багаторазове повторення, вологісні і температурні режими експлуатації, агресивність середовища, розміри перерізу конструкції, способи її виготовлення та інші факторів), які мають систематичний характер і не знайшли відображення у розрахунках здійснюють введенням **коефіцієнта умов**

**роботи**  $\gamma_c$ . Значення коефіцієнта умов роботи  $\gamma_c$  наведені у нормах на підставі експериментальних та теоретичних досліджень роботи конструкції у реальних умовах. Коефіцієнти умов роботи використовують для коригування розрахункових опорів матеріалів (множенням їх на  $\gamma_c$ ).

Рівень відповідальності будівель та споруд, а також масштаб можливих матеріальних збитків та соціальних втрат, пов'язаних з припиненням експлуатації або руйнуванням об'єкта, враховують **коефіцієнтом надійності за відповідальністю**  $\gamma_n$ , який регламентується ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» та ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 «Система надійності та безпеки у будівництві. Основи проектування конструкцій». Встановлено три класи відповідальності за рівнем наслідків відмови конструкції. До класу відповідальності СС3 належать будівлі та споруди, що мають особливо важливе значення, тобто будь-які порушення цих об'єктів мають значні господарські та (або) соціальні наслідки. Це об'єкти гідро-, тепло- та атомної енергетики, житлові і громадські споруди висотою понад 100 метрів, театри, лікарні, тощо. Будівлі та споруди класу відповідальності СС2 – це об'єкти, втрата яких супроводжується середніми наслідками (об'єкти громадського та житлового призначення висотою від 73,5 до 100 метрів, об'єкти металургії, нафтохімії, суднобудування тощо). Об'єкти класу відповідальності СС1 – це всі об'єкти промисловості та сільського господарства і громадські споруди, матеріальні та соціальні збитки від руйнування яких мають помірні наслідки. Клас відповідальності унікальних будівель і споруд визначається на основі експертних оцінок.

Коефіцієнти  $\gamma_n$ , як правило, використовують для коригування розрахункових значень навантажень (множенням їх на  $\gamma_n$ ) залежно від типу розрахункової ситуації.

Таким чином, умова неруйнування конструкції за вимогами першої групи граничних станів має такий вигляд:

$$N(F_i \gamma_f \psi, \gamma_n) \leq \Phi(s, R_n / \gamma_m, \gamma_c), \quad (2.3)$$

де  $N$  – розрахункове зусилля, визначене за розрахунковим граничним значенням навантаження  $F_i \cdot \gamma_f$  з урахуванням коефіцієнтів сполучень  $\psi$  та надійності за відповідальністю споруди  $\gamma_n$ ;

$\Phi$  – несуча здатність, що залежить від геометричних розмірів перерізу  $S$ , нормативного опору матеріалу та відповідних коефіцієнтів надійності за матеріалом  $\gamma_m$  та умов роботи  $\gamma_s$ .

При дотриманні нерівності (2.3) несуча здатність конструкції буде забезпечена.

Для залізобетонних конструкцій умова неруйнування за вимогами першої групи граничних станів має такий вигляд:

$$N(F_i \cdot \gamma_f, \psi, \gamma_n) \leq \Phi(s, R_{bn} / \gamma_b, \gamma_{bi} R_{sn} / \gamma_s, \gamma_{si}) \quad (2.4)$$

де  $R_{bn}$ ,  $R_{sn}$  – нормативні опори бетону і арматури;  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  - відповідні коефіцієнти надійності по бетону і арматурі;  $\gamma_{bi}$ ,  $\gamma_{si}$  - коефіцієнти умов роботи бетону і арматури.

Граничні стани першої групи враховують ситуацію яких може виникнути не більше одного разу протягом строку експлуатації конструкції, і тому розрахунок виконують за граничними розрахунковими значеннями навантажень, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

Для другої групи граничних станів пов'язаних з умовами нормальної експлуатації, переміщення  $\Delta$  визначають за експлуатаційними розрахунковими значеннями навантажень. Значення  $\Delta$  не повинні перевищувати гранично допустимих величин  $[\Delta]$ , які встановлені нормами або проектним завданням. Умову розрахунку конструкції за другою групою граничних станів можна записати так:

$$\Delta \leq [\Delta], \quad (2.5)$$

де  $\Delta$  - переміщення конструкції (функція навантажень і впливів);  $[\Delta]$  – гранично допустимі нормами або проектним завданням переміщення, виходячи з умов нормальної експлуатації (функція конструкції і її призначення).

При встановленні значень  $[\Delta]$  враховують нормальні умови праці та перебування у приміщеннях людей, роботи транспорту і технологічного обладнання, цілісність огорожувальних елементів та призначення конструкцій.

Слід зауважити, що граничні стани другої групи ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій або знижують їх довговічність і не призводять виникнення аварійних ситуацій. Тому розрахунок для другої групи граничних станів виконують за експлуатаційними значеннями навантажень, вихід за межі яких допускається певну кількість разів протягом всього терміну експлуатації конструкції.

Для залізобетонних конструкцій за другою групою граничних станів виконують розрахунки за утворенням тріщин (тріщини не допускаються), розкриттям тріщин (тріщини обмеженої ширини допускаються) і розрахунок за деформаціями.

Умови для розрахунку тріщиностійкості у загальному вигляді можна записати так:

а) у випадках недопущення тріщин приймають, що тріщини не з'являться, якщо зусилля від навантаження не буде перевищувати внутрішніх зусиль, яке може сприйняти переріз перед утворенням тріщин:

$$F \leq F_{crc}, \quad (2.6)$$

де  $F$  – зусилля від експлуатаційних розрахункових навантажень;  $F_{crc}$  – внутрішнє зусилля, яке може сприйняти переріз перед утворенням тріщин, тобто при розтягуючих напруженнях  $R_{btm}$  у бетоні.

б) у випадках, коли тріщини обмеженої ширини допускаються, ширина їх розкриття не буде перевищувати допустимих нормами значень:

$$a_{crc} \leq a_{crc,u}, \quad (2.7)$$

де  $a_{crc}$  – розрахункове значення ширини розкриття тріщини;  $a_{crc,u}$  – граничне значення ширини розкриття тріщини; залежно від категорії вимог до тріщиностійкості конструкції  $[a_{crc}] = 0,1 \dots 0,4$  мм (наведені у СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции»).

Розрахунок за деформаціями полягає у визначенні прогинів і порівнянні їх з гранично допустимими нормами:

$$f \leq f_u, \quad (2.8)$$

де  $f$  – прогин конструкції від експлуатаційних розрахункових навантажень;  $f_u$  – гранично допустимий нормами за умовами експлуатації прогин. Граничні прогини залізобетонних конструкцій залежать від технологічних, конструктивних, естетичних та інших факторів (наведені у СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия»).

Мета розрахунку за граничними станами - виключити можливість появи того чи іншого граничного стану для конструкцій у цілому і окремих її частин у період експлуатації; транспортування, монтажу та виготовлення. Для залізобетонних конструкцій ця мета зводиться до забезпечення несучої здатності (перша група), жорсткості та тріщиностійкості (друга група). Розрахунок несучої здатності має виконуватися для всіх несучих конструкцій, а деформацій і утворення або розкриття тріщин для тих конструкцій, в яких надмірні деформації, утворення чи значне розкриття тріщин можуть призвести до втрати експлуатаційної якості.

## **2.2. Навантаження і впливи .**

### **Класифікація навантажень і впливів.**

*За походженням* розрізняють такі навантаження і впливи:

- навантаження від власної ваги конструкцій;
- технологічні навантаження (вага технологічного обладнання, складованих матеріалів, тиск рідин, газів, сипучих матеріалів тощо);
- атмосферні впливи (снігові, вітрові, ожеледні);
- температурні кліматичні впливи;
- монтажні навантаження;
- сейсмічні і вибухові впливи;

аварійні (різке порушення технологічного процесу, руйнування обладнання, обриви ліній електромереж тощо).

Залежно від характеру прикладання сил у часі розрізняють *статичні* і *динамічні*. Навантаження вважають статичними, якщо вони відносно повільно і плавно зростають від нуля до свого граничного значення, а надалі залишаються незмінними і тому силами інерції, які викликані їми можна знехтувати. Динамічні навантаження супроводжуються значними прискореннями деформованих мас і сили інерції, які викликані їми треба враховувати у розрахунках. Динамічні навантаження поділяють на *миттєво прикладені, ударні* і *повторно-змінні*.

Навантаження вважається *миттєво прикладеним*, якщо воно зростає від нуля до свого граничного значення за дуже малий проміжок часу (частки секунди). Таким є навантаження тиск колеса транспорту, вибух газу або землетрус.

Для *ударного* навантаження характерне те, що в мить його прикладання тіло, яке спричиняє навантаження, має певну кінетичну енергію. Таке навантаження утворюється, наприклад, при роботі ковальського молота, верстата для штампування деталей, копра при забивання паль.

Багато конструкцій (підкранові балки, резервуари, бункери, вантові та висячі покриття, оболонки, антенні полотна, щогли, башти тощо) зазнають дії навантажень, які багаторазово (мільйони разів) змінюють в часі значення або значення і напрямок. Такі навантаження називають *повторно-змінними*. Це коливання конструкцій від пульсація вітрового тиску, заповнення рідини у резервуари і її зливання, завантаження сипучого матеріалу у бункери і розвантаження тощо.

Відповідно до діючих будівельних норм (6) навантаження та впливи поділяють на *механічні та немеханічної природи*. Механічні навантаження розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції. Ці навантаження відносять до *прямих впливів* і враховують у розрахунку безпосередньо. Впливи немеханічної

природи (агресивних рідких та газоподібних середовищ, радіоактивних проникних випромінювань тощо), змінюють властивості матеріалу (наприклад, знижують ударну в'язкість при радіаційному впливі), змінюють конструктивні характеристики елементів (зменшення товщини елементів, підвищення концентрації напружений при корозії) і у підсумку впливають на несучу здатність і довговічність конструкції. Такі впливи називають *непрямими* і враховують у розрахунку опосередковано.

Залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяються на *основні* (ті що з'являються як результат природних та технологічних процесів) та *епізодичні*. (як небажаний результат людської діяльності або несприятливого збігу обставин).

Згідно з нормами (6) залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень навантажень: *граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне*.

*Граничне значення* навантаження - відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ , та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції. Отже, граничне навантаження по суті є найбільшим можливим навантаженням за весь час експлуатації конструкції, перевищення якого призведе до руйнування конструкції. При цьому передбачається, що рівень граничного розрахункового значення вибраний таким, щоб на протязі встановленого терміну служби  $T_{ef}$  він не перевищувався жодного разу.

*Експлуатаційне* - характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних з труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустимі вібрація та велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

*Циклічне* - використовується для розрахунків конструкцій на витривалість від дії випадкових змінних навантажень (виникнення руйнування утоми від дії багаторазових повторно-змінних навантажень).

*Квазіпостійне* - навантаження з пониженим значенням, яке використовується для врахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних довготривалих навантажень.

Прийнята класифікація навантажень 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 споруди);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

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).

Всі вищезазначені види навантажень у розрахунках слід застосовувати у відповідності із табл. 2.2.

Буквами вказано перелічені в 4.3 типи розрахунків, для виконання яких використовуються ті чи інші види розрахункових значень.

Всі типи навантажень за тривалістю дії поділяють на *постійні*, що діють протягом всього періоду експлуатації конструкції (власна вага, тиск ґрунту тощо) і *змінні*, значення і розміщення у прольоті яких можуть змінюватися у процесі експлуатації.

## Використання видів навантажень за типом розрахунку

Розрахункове значення	Основні			Епізодичні
	Постійні	Змінні		
		Тривалі	Короткочасні	
Експлуатаційне	б, г	б	б	
Граничне	а	а	а	а
Циклічне		в	в	
Квазіпостійне		г		

Залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяються на *тривалі*, *короткочасні* та *епізодичні*.

До **постійних навантажень** відносять: вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій; вагу та тиск ґрунтів (насіпів, засипок), гірничий тиск; зусилля від попереднього напруження, що зберігаються у конструкції чи в основі, попереднього напруження. Змінні навантаження залежно від тривалості безперервної дії на конструкцію розглядаються як **тривалі** (для яких тривалість може наближатися до встановленого терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ : порівняння з терміном служби конструкції  $T_{ef}$ , наприклад, вага стаціонарного устаткування, тиск рідини чи сипучих матеріалів тощо) та **короткочасні** (для тривалість дії яких набагато менша від терміну служби конструкції  $T_{ef}$ , наприклад, навантаження від людей, вітру тощо).

До **змінних тривалих навантажень** відносять:

- 1) вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонки під обладнання;
- 2) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, тощо, а також вагу речовин, що заповнюють обладнання;
- 3) тиск газів, рідин та сипучих тіл у місткостях та трубопроводах;
- 4) навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах і т.п.;
- 5) навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель;
  - і) вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
  - к) снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

До **змінних короткочасних навантажень** належать:

- а) навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах, а також під час його перестановки чи заміни з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
- б) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
- в) навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями,
- г) навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів), а також від мостових та підвісних кранів з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
- д) снігові, вітрові, ожеледні навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

Навантаження, що виникають при виготовленні, зберіганні та перевезенні конструкцій, а також при зведенні споруд, слід враховувати при розрахунках як короткочасні.

*Примітка: У посібнику стисло викладені найбільш розповсюджені навантаження. Всі види змінних тривалих та короткочасних навантажень наведені у ДБН В.1.2-2:2006*

**Епізодичне навантаження** – навантаження, яке реалізується надзвичайно рідко (один чи декілька разів протягом терміну служби споруди) і тривалість дії якого обмежується в часі коротким терміном. Як правило, епізодичними є аварійні навантаження і впливи.

До епізодичних навантажень відносяться сейсмічні й вибухові навантаження, а також впливи, пов'язані з деформаціями землі (наявність підроблювальних територій, карстові явища, осідання ґрунту). Характеристичні і розрахункові значення епізодичних навантажень визначаються спеціальними нормативними документами.

**Сполучення навантажень.** При розрахунку споруди припускається, що на неї діють одночасно всі можливі навантаження або їх певна комбінація, що спричиняє найнебезпечнішу для конструкції дію. На основі багатопланового аналізу одночасної дії змінних навантажень та можливості появи різних схем їх прикладання нормами () передбачено два види сполучень навантажень: *основне* й *особливе*. Мала ймовірність одночасного впливу на споруду розрахункових значень декількох навантажень враховується множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення  $\psi \leq 1$ .

Коефіцієнти сполучень, що враховуються при розрахунках, наведені у табл. 2.3

Таблиця 2.3

Коефіцієнти сполучень для навантажень

Сполучення навантажень	коэффициент сполучень $\psi$			
	постійних	тривалих	короткочасних	епізодичних
Основні:				
Постійні + одне тривале	1,0	1,0	-	-
Постійні + одне короткочасне	1,0	-	1,0	-
Постійні + тривалі + короткочасні*	1,0	0,95	0,9*	-
Аварійні	1,0	0,95	0,8	1,0
<p>* При врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт сполучення <math>\psi_2 = 1,0</math>- для першого за ступенем впливу короткочасного навантаження , <math>0,8</math> - для другого , <math>0,6</math> - для решти .</p>				

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1=0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2=0,90$  для короткочасних навантажень. Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення  $\psi_1=0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2=0,80$  для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1=1,00$ .

Складаючи будь-які сполучення, тимчасове навантаження враховують тільки в тому випадку, коли воно несприятливо впливає на роботу конструкції та коли його наявність реально можлива.

### 2.3. Нормативні й розрахункові опори матеріалів

У будівельних нормах [6, 7] міцнісні характеристики матеріалів (опір бетону й арматури) поділяються на *нормативні й розрахункові*.

**Нормативні й розрахункові опори бетону.** Як уже зазначалося, внаслідок неоднорідності бетону й деяких випадкових факторів дійсна міцність бетону може значно відрізнятись від середньостатистичної. Тому у розрахунки вводять показники міцності, які задають з певною надійністю.

Основними (контрольованими) характеристиками бетону є **нормативний опір бетону осьовому стиску призм (призмова міцність)  $R_{bn}$  і осьовому розтягу  $R_{btm}$** . Нормативний опір бетону встановлюється на підставі серії дослідів бетонних стандартних кубиків і статистичної обробки отриманих результатів. Забезпеченість нормативних значень приймають не менше 0,95. Це означає, що кількість випадкових відхилень з нижчими значеннями міцності випробуваних зразків не перевищує 5% (50 зразків з 1000).

Нормативну призмову міцність бетону визначають за емпіричною формулою:

при стиску

$$R_{bn} = B (0,77 - 0,00125B), \quad (2.9)$$

але не менше  $0,72B$ ,

де  $B$  – клас бетону за міцністю на стиск;

при розтягу:

$$R_{btm} = 0,233 \sqrt[3]{R_{bn}^2} \quad (2.10)$$

**Розрахунковий опір бетону на розтяг  $R_b$  і стиск  $R_{bt}$**  при розрахунку за першою групою граничних станів є відношенням нормативного опору бетону до відповідного коефіцієнту надійності по бетону, тобто:

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc};$$

$$R_{bt} = R_{btm} / \gamma_{bt};$$

При визначенні цих коефіцієнтів враховують відхилення значень міцності бетону і фактори, які впливають на надійність конструкції. Коефіцієнт

надійності по бетону: при стиску  $\gamma_{bc} = 1,3$ , при розтягу  $\gamma_{bt} = 1,5$  (допускається приймати  $\gamma_{bt} = 1,3$  якщо виконується контроль міцності бетону на розтяг).

**Розрахунковий опір бетону на розтяг  $R_{b,ser}$  і стиск  $R_{bt,ser}$**  для розрахунку за другою групою граничних станів приймають рівними нормативному опору:

$$R_{b,ser} = R_{bn} ;$$

$$R_{bt,ser} = R_{btn} .$$

Значення коефіцієнтів надійності по бетону при розрахунку за другою групою граничних станів приймають рівними одиниці  $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$ , оскільки поява граничних станів цієї групи не так небезпечна як першої (не спричиняє аварій або катастроф).

Значення нормативних й розрахункових опорів бетону при стиску та розтягу наведені у додатку Д1.

При розрахунку залізобетонних конструкцій, які працюють у заданих складних умовах, допускається коригувати розрахункові опори бетону  $R_b$  и  $R_{bt}$  шляхом множення на **коефіцієнти умов роботи бетону  $\gamma_{bi}$** , які враховують такі фактори: тривалість дії навантаження; багаторазову повторюваність навантаження; умови, характер і стадію роботи конструкції; спосіб її виготовлення; розміри перерізу тощо. Дані коефіцієнти можуть як підвищувати розрахункові опори, так і знижувати їх.

### **Нормативні й розрахункові опори арматури**

Нормативний опір арматури  $R_{s,ser}$  встановлюють з урахуванням статистичної мінливості міцності з довірчою імовірністю 0,95 і приймають для стержньової арматури рівним фізичній границі текучості  $\sigma_y$  чи умовній границі текучості  $\sigma_{0,2} = 0,8\sigma_u$ , де  $\sigma_u$  – тимчасовий опір арматури розтягу. Для високоміцної арматури найчастіше нормативний опір арматури приймають рівним тимчасовому опору  $\sigma_u$ .

**Розрахункові опори арматури  $R_s$  на розтяг і стиск** при розрахунку за першою групою граничних станів є відношенням нормативний опору арматури до відповідного коефіцієнту надійності арматури:

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s,$$

де  $\gamma_s$  – коефіцієнт надійності за арматуою,  $\gamma_s = 1,05$  для класу арматури А240С,  $\gamma_s=1,1$  для А400С;  $\gamma_s = 1,2$  для В-II, Вр-II, К-7, К-19

Розрахункові опори арматури стиску  $R_{sc}$  при врахуванні сил зчеплення арматури з бетоном приймають рівними відповідним розрахунковим опорам при розтягу, але не більше 400 МПа (виходячи з граничної стискальності бетону), для високих класів арматури допускається приймати  $R_{sc} = 500$  МПа.

При розрахунку елементів на дію поперечної сили розрахункові опори арматури знижуються введенням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{sl} = 0,8$ , позначають цей опір величиною  $R_{sw}$ .

Розрахункові опори арматури  $R_s$ ,  $R_{sc}$  і  $R_{sw}$  при розрахунку за першою групою граничних станів збільшують або зменшують введенням коефіцієнти умов роботи  $\gamma_{si}$ , що враховують утомне руйнування, нерівномірний розподіл напружень у перерізі, умови анкерування, низьку міцність оточуючого бетону тощо, або роботу арматури при напруженнях вищих за умовну границю міцності, зміну властивостей сталі від умовах її виготовлення тощо.

Значення деяких коефіцієнтів умов роботи арматури  $\gamma_{si}$  наведені у додатку Д1.

Таким чином, можна зробити висновок про те, що для бетонів існують у нормах дві міцнісні характеристики  $R_b$ ,  $R_{bt}$ , а для арматури три –  $R_s$ ,  $R_{sc}$ ,  $R_{sw}$ . Слід розрізняти нормативні і розрахункові опори бетону й арматури: нормативні опори – більші величини, а розрахункові опори – менші. Значення нормативних й розрахункових опорів бетону й арматури наведені у додатку Д2.

### **Контрольні питання для самоперевірки**

1. Суть методу розрахунку за граничними станами? Що таке граничний стан конструкції?
2. Охарактеризуйте групи граничних станів будівельних конструкцій?
3. Наведіть структуру формул при розрахунку конструкцій за першою групою граничних станів?

4. Наведіть структуру формул при розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів?
5. Охарактеризуйте першу і другу групи граничних станів залізобетонних елементів.
6. Як визначаються нормативні й розрахункові навантаження?
7. Як визначаються нормативні і розрахункові опори матеріалів (бетону й арматури)?
8. Основні нерівності, що характеризують умови міцності й деформативності, у методі розрахунку за граничними станами.

## РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ ПРИ ЗГИНІ

### 3.1 Розрахунок міцності за нормальними перерізами

До елементів, що зазнають згину, відносяться плити, балки, ригелі рам, підкранові балки, підпірні стінки, фундаменти та інші конструкції. Вони можуть входити до складу окремих конструкцій і споруд, таких як ребристі балочні перекриття, елементи каркасів споруд, мостів, естакад, резервуарів, і т.п.

**Плити.** Плитами називають плоскі конструкції, товщина яких  $h$  значно менше ширини  $b$  і довжини  $l$ . Товщину монолітних плит приймають: для покриттів 40-50 мм, для міжповерхових перекриттів житлових і громадських будинків – 60 мм, для плит з легкого бетону класу 7,5 і нижче – 70 мм. Мінімальна товщина збірних залізобетонних плит – 25-30 мм.

Армують плити зварними або в'язаними сітками. Стержні робочої арматури плит приймають від 3 до 10 мм, встановлюючи їх у середній частині прольоту плити знизу і на опорах зверху з кроком  $S=100-200$  мм при товщині

плити менше 150 мм і з кроком, рівним  $S=1,5 h$  – при товщині плити більш 150 мм, але не більше 400 мм.

Площу перерізу робочої арматури плит визначають розрахунком. У суцільних плитах відстань між робочими поздовжніми стержнями не повинна перевищувати 400 мм, причому площа перерізу стержнів, доведених до опори, повинна складати не менше 1/3 площі стержнів у прольоті. Розподільні стержні, які спрямовані перпендикулярно до робочих і утворюють з ними сітку, забезпечують проектне положення робочих стержнів, сприймають невраховані за розрахунком зусилля від усадки бетону і зміни температури, а при дії місцевих навантажень розподіляють їх по великій площі. Діаметр розподільних стержнів призначають від 3 до 8 мм, крок  $S_2=200-350$  мм, площа поперечного перерізу розподільної арматури повинна складати не менше 10% від площі робочої.

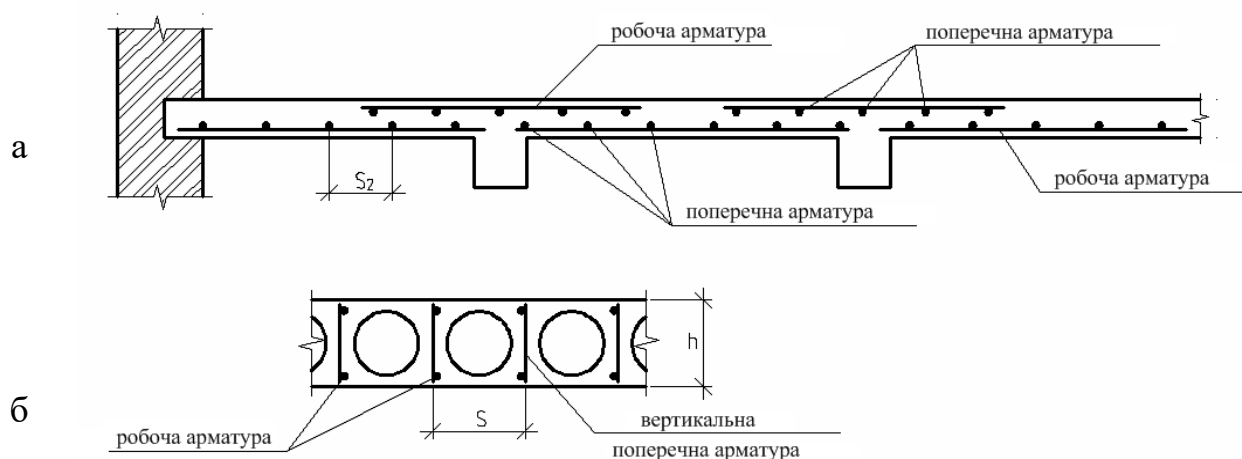


Рис.3.1. Армуння плит

*a* – багатопрольотна монолітна плита; *б* – багатопустотна збірна плита

У порожнистих і ребристих плитах робочу арматуру у вигляді стержнів чи канатів розташовують по осі кожного ребра плити або поблизу від цієї осі. Верхні полиці плити армують плоскими, які ставлять за розрахунком і конструктивно.

**Балки.** Балкою називають лінійний елемент, у якому розміри поперечного перерізу значно менші від її довжини. Поперечні перерізи залізобетонних балок без попереднього напруження арматури звичайно бувають прямокутні, таврові (з полицею угорі чи знизу) або трапецієподібні. Залежно від призначення, величини навантаження і довжини прольоту висота балок змінюється в широких межах – от  $1/8$  до  $1/15$  прольоту. У балках з попередньо напруженою арматурою висота може складати тільки  $1/20$  прольоту. З метою типізації елементів висоту перерізу балок приймають кратною 50 мм (150, 200, 250 і т.д.) до 600 мм і кратною 100 мм при більшій висоті. Ширина перерізу приймається рівною  $0,3 \div 0,5h$ .

Балки армують поздовжніми робочими стержнями, поперечними стержнями (хомутами) і монтажними стержнями для з'єднання поздовжніх і поперечних стержнів у жорсткі каркаси (рис.3.1). В окремих випадках балки можуть мати відігнуті (похилі) стержні, що називаються відгинами. Діаметр поздовжньої робочої арматури повинен бути не менше 10 мм. Межі зміни цього діаметру складають від 10 до 40 мм. У балках розрізняють робочу, конструктивну і монтажну арматури. *Робоча* встановлюється з розрахунку, конструктивна – за умовами надійного і зручного при бетонуванні конструктивного рішення сіток і каркасів, *монтажна* – для створення каркасу з робочої і конструктивної арматури. Для зручності укладання бетону відстань у світлі між окремими стержнями повинна складати не менше діаметра арматури і не менше 25 мм для нижніх рядів і не менше 30 мм для верхніх. Можливі поперечні перерізи для зварних і в'язаних каркасів наведені на рис.3.2.

Поперечне армування виконують у вигляді замкнутих чи не замкнутих хомутиків. Робочу поперечну арматуру встановлюють на ділянці  $1/4$  прольоту від опор, а конструктивну поперечну арматуру в середній частині прольоту.

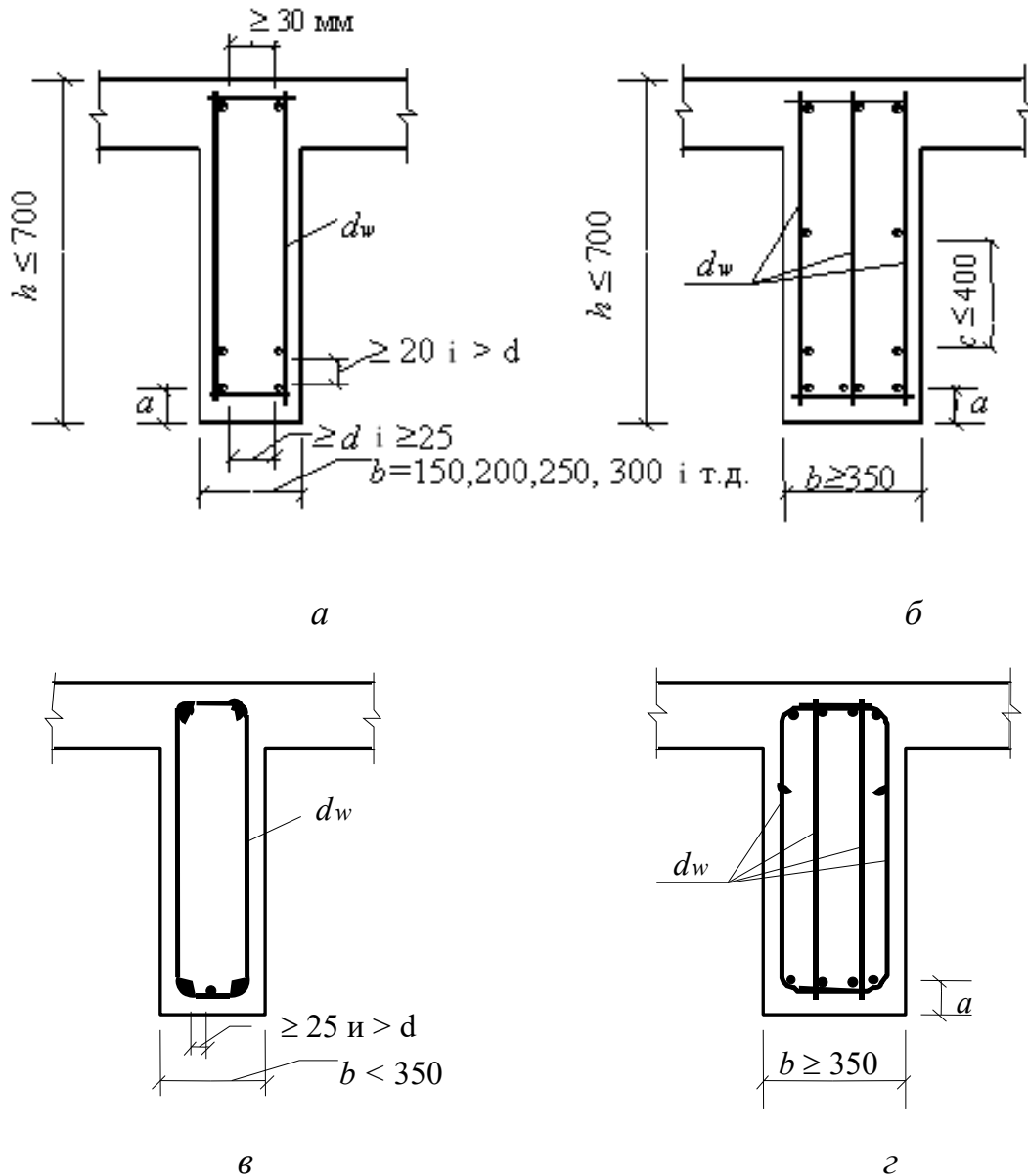


Рис.3.2 Розміщення арматури в поперечному перерізі балок:  
*a, б* – зварні каркаси; *в, г* – в'язані каркаси

### 3.1.1. Розрахунок прямокутних перерізів з поодинокую арматурою

У стиснутій зоні залізобетонних елементів, що працюють на згин, арматура не ставиться або її робота у розрахунках не враховується. Такі елементи називають *елементами з поодинокую арматурою*.

Елементи з поодинокую арматурою мають наступні геометричні характеристики (рис.3.2):  $h$  – висота перерізу;  $b$  – ширина перерізу;  $a$  – відстань

від розтягнутої грані перерізу до центру ваги арматури;  $h_0$  – робоча висота перерізу,  $h_0 = h - a$ ;  $x$  – висота стиснутої зони бетону;  $z_b = h_0 - 0.5x$  – плече внутрішньої пари сил;  $A_s$  – площа перерізу розтягнутої арматури;  $A_b = bx$  – площа стиснутої зони бетону.

Внутрішні зусилля у граничному стані у розтягнутій арматурі дорівнюють  $R_s A_s$ , де  $R_s$  – розрахунковий опір арматури, що залежить від класу арматури. Зусилля у стиснутому бетоні –  $R_b b x$ , де  $R_b$  – розрахунковий опір бетону, призначається залежно від класу бетону.

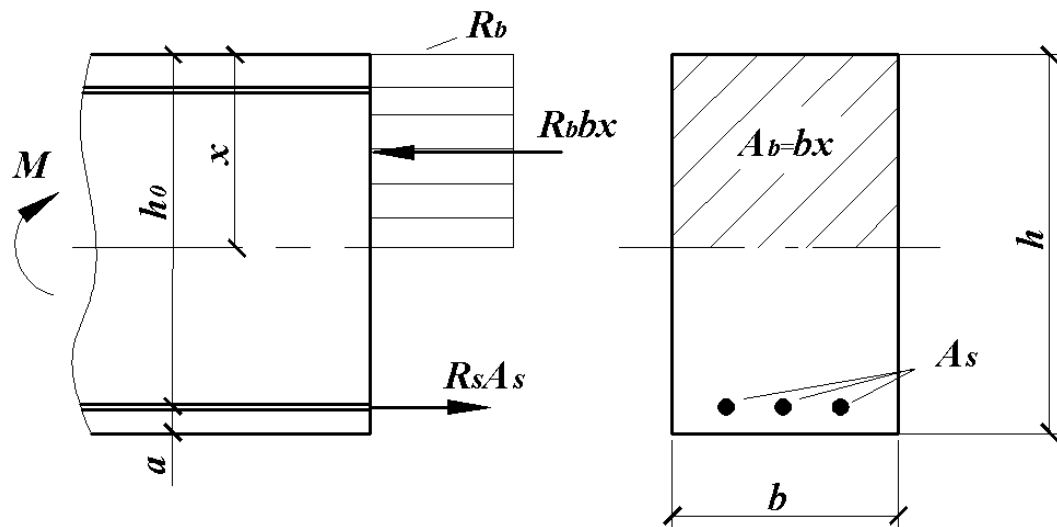


Рис. 2. Прямокутний переріз з поодинокую арматурою і схема зусиль

Висоту стиснутої зони  $x$  і положення нейтральної осі визначають з умови рівності нулю суми проекцій сил на вісь елемента ( $\Sigma X = 0$ ):

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s}{R_b b}. \quad (3.1)$$

З умов рівності нулю суми моментів (зовнішніх і внутрішніх) відносно центру ваги розтягнутої арматури або стиснутого бетону ( $\Sigma M = 0$ ) визначають міцність перерізу:

$$M - R_b b x (h_0 - 0.5x) = 0,$$

або

$$M - R_s A_s (h_0 - 0.5x) = 0, \quad (3.2)$$

де  $M$  – момент від зовнішнього навантаження, який визначається статичним розрахунком.

Міцність перерізу буде забезпечена, якщо момент від зовнішніх навантажень не перевищуватиме моменту внутрішніх зусиль відносно центру ваги розтягнутої арматури (умови міцності за розтягнутою арматурою):

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5 x) \quad (3.3)$$

або моменту внутрішніх зусиль відносно центру ваги стиснутої зони бетону (умови міцності за стиснутим бетоном):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (3.4)$$

У практичних розрахунках визначають відносну висоту стиснутої зони  $\xi$  за формулою:

$$\xi = x/h_0 = R_s A_s / R_b b h_0 = \mu R_s / R_b, \quad (3.5)$$

де  $\mu = A_s / b h_0$  - коефіцієнт армування, або процент армування

$$\mu \% = (A_s / b h_0) 100\%. \quad (3.6)$$

Відносну висоту стиснутої зони  $\xi$  порівнюють із граничною відотною висотою стиснутої зони бетону  $\xi_R$ , при якій напруження у арматурі  $\sigma_s$  досягають розрахункового опору  $R_s$ .

Діючі норми рекомендують значення величини  $\xi_R$  визначати за емпіричною формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.7)$$

де  $\omega$  – характеристика стиснутої зони, визначається за формулою:

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b; \quad (3.8)$$

$\alpha$  - коефіцієнт, який залежить від виду бетону: для важкого бетону  $\alpha = 0,85$ , для легкого  $\alpha = 0,8$ ;

$\sigma_{sR}$  – напруження в арматурі, яке для ненапруженої арматури приймають рівним  $R_s$ ,  $\sigma_{sR} = R_s$ ;

$\sigma_{sc,u}$  – граничне напруження в арматурі стиснутої зони,  $\sigma_{sc,u} = 400$  МПа при коефіцієнті умов роботи бетону  $\gamma_{b_2} = 1$  і  $\sigma_{sc,u} = 500$  МПа при  $\gamma_{b_2} = 0,9$ .

За значеннями  $\xi_R$  встановлюють випадок руйнування: якщо  $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ , то руйнування буде відбуватися по розтягнутій зоні перерізу (руйнування по арматурі); якщо  $\xi > \xi_R$ , то руйнування буде по стиснутій зоні перерізу (руйнування по бетону). Другий випадок руйнування, характерний при надмірній кількості розтягнутої арматури (переармовані перерізи). При переармуванні міцність арматури буде вичерпана не повністю і тому такі перерізи неекономічні і тому проектування залізобетонних елементів проводять по першому випадку (нормальне армування).

У практиці для розрахунків прямокутних перерізів використовують спеціальні таблиці (див. Табл. 3.1), у яких розрахункові коефіцієнти  $\alpha_m$ ,  $\xi$  і  $\zeta$  отримані шляхом приведення формул (3.3, 3.4) до вигляду:

$$M = \alpha_m \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_b; \quad (3.9)$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h_0 \cdot R_s}, \quad (3.10)$$

де  $\zeta$  - відносне значення плеча внутрішньої пари сил ;

$$\zeta = 1 - 0,5x / h_0 = 1 - 0,5\xi = z_b / h_0; \quad (3.11)$$

$$\alpha_m = (x/h_0)(1-0,5 x/h_0) = \xi(1-0,5\xi) = \xi \cdot \zeta \quad (3.12)$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2}. \quad (3.13)$$

*Примітка.* У наступних записах коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b2}$  умовно опускають.

Таблиця 3.1

Значення коефіцієнтів  $\alpha_m$ ,  $\xi$  і  $\zeta$

$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	$\alpha_m$	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314

0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,165	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452

0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455
------	-------	-------	-----	------	-------

При розрахунку залізобетонних елементів прямокутного перерізу з поодинокую арматурою, можна розв'язувати три типи задач:

- 1) визначення площі перерізу і підбір поздовжньої арматури;
- 2) визначення розмірів поперечного перерізу і площі перерізу арматури;
- 3) перевірка несучої здатності елемента.

**Задача першого типу** - підбір перерізу арматури. Відомі розміри перерізу елемента  $b$  і  $h$ , значення зовнішнього згинального моменту  $M$ , клас бетону і арматури; треба визначити площу перерізу поздовжньої арматури  $A_s$  та підібрати її стержні.

Порядок розрахунку:

1. Визначають розрахункові значення  $R_b$  і  $R_s$ , попередньо призначають значення  $a$  і знаходять  $h_0$ .
2. За формулою (3.7) визначають граничну висоту стиснутої зони бетону  $\xi_R$ :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

та знаходять  $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$ .

3. За формулою (3.13), визначають коефіцієнт  $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2}$ .
4. Перевіряють умову достатності армування  $\xi \leq \xi_R$ . Якщо  $\xi > \xi_R$  (тобто  $\alpha_m > \alpha_R$ ) необхідно збільшити розміри (висоту і(або) ширину) перерізу або підвищити клас бетону.

При виконанні умови  $\xi \leq \xi_R$  (тобто  $\alpha_m \leq \alpha_R$ ) за табл.3.1 визначають допоміжний коефіцієнт  $\zeta$ .

5. Знаходять розрахункову площу арматури:.

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}$$

6. Користуючись сортаментом арматури визначають площу перерізу площу арматури (додаток III), підбирають кількість та діаметр стержнів. Після чого перевіряють відсоток армування перерізу  $\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100$ .

**Задача другого типу** - визначення розмірів поперечного перерізу  $b$  і  $h$  і площі перерізу арматури  $A_s$ . Відомі значення згинального моменту  $M$ , класи бетону і арматури.

Порядок розрахунку:

1. Визначають розрахункові значення  $R_b$  і  $R_s$ .
2. Задають ширину перерізу  $b$  і відносну висоту стиснутої зони значення  $\xi$  (оптимальний діапазон для плит  $\xi = 0,1 - 0,15$ , для балок  $\xi = 0,3 - 0,4$ )
3. За табл. знаходять  $\alpha_m$  і визначають  $h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m b R_b}}$
4. Встановлюють повну висоту перерізу  $h = h_0 + a$  і приймають уніфікований розмір перерізу.
5. Подальший розрахунок виконують як і у задачі першого типу, уточнюючи значення  $\alpha_m$  і визначивши  $\xi$  і  $\zeta$ , а потім і потрібну площу перерізу арматури  $A_s$ .

**Задача третього типу.** Відомі розміри перерізу елемента  $b$  і  $h$ , клас бетону і арматури площа перерізу поздовжньої арматури  $A_s$ , значення згинального моменту  $M$ . Треба перевірити несучу здатність елемента.

Порядок розрахунку:

1. Визначають розрахункові значення  $R_b$  і  $R_s$
2. Призначають  $a$ . Знаходять  $h_0 = h - a$ , висоту стиснутої зони  $x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$ , та відносну висоту стиснутої зони  $\xi = x/h_0$
3. Визначають граничну висоту стиснутої зони бетону  $\xi_R$ . Якщо  $\xi \leq \xi_R$ , то несучу здатність перевіряють за формулою  $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5 x)$ . Якщо  $\xi > \xi_R$  розрахунковий момент визначають виходячи із максимального використання

стиснутої зони бетону за формулою  $M_{max} = \alpha_R \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_b$ , приймаючи  $\xi = \xi_R$  (відповідно  $\alpha_m = \alpha_R$ ) і перевіряють умову  $M \leq M_{max}$ . Якщо умова виконується - несуча здатність елемента забезпечена

### Приклади розв'язання задач

**Приклад 2.1.1.** На залізобетонну балку прямокутного перерізу розмірами  $b = 25\text{см}$ ,  $h = 50\text{см}$  діє згинальний момент  $M = 150 \text{кН}\cdot\text{м}$ . Визначити площу поздовжньої арматури і підібрати її стержні. Прийняті такі матеріали: бетон важкий класу В20 ( $R_b = 11,5 \text{Мпа}$ ), коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{b_2} = 0,9$ . Арматура класу А400С. Передбачувана вологість навколишнього середовища під час експлуатації балки, що розраховується, менше 75 % ( $\gamma_{b_2} = 0,9$ ).

*Розв'язок.*

1. Визначаємо такі величини

Розрахунковий опір бетону  $R_b = 14,5 \text{Мпа}$  (табл.1, Д1) ;

Розрахунковий опір арматури класу А400С  $R_s = 365 \text{МПа}$  (табл.1, Д3)

коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b_2} = 0,9$ ;  $\gamma_{b_2} R_b = 0,9 \cdot 11,5 \text{Мпа} = 10,35$

*Мпа*

2. Попередньо призначивши  $a = 4\text{см}$ , (величину  $a$  можна прийняти 3- 4 см при однорядному розташуванні стержнів і більше при дворядному) знаходимо робочу висоту перерізу  $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{см}$ .

3. Обчислюємо значення

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,746.$$

$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{Мпа}$  - для ненапруженої арматури.

Граничне напруження в арматурі стиснутої зони  $\sigma_{sc,u} = 500 \text{Мпа}$ , оскільки  $\gamma_{b_2} = 0,9 < 1$ .

За формулами (2.6) послідовно знаходимо:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604;$$

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,604(1 - 0,5 \cdot 0,604) = 0,421;$$

3. Знаходимо коефіцієнт  $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{150000}{10,35 \cdot 25 \cdot 46^2} = 0,274$

4. Перевіряємо умову достатності армування  $\xi \leq \xi_R$ :

Оскільки  $\alpha_m = 0,274 < \alpha_R = 0,432$  (табл. 3.1) то стиснута арматура не потрібна.

5. За табл.2.1 у залежності від  $\alpha_m = 0,274$  знаходимо  $\zeta = 0,836$  і визначаємо розрахункову площу арматури, користуючись формулою (3.9):

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0} = \frac{150000}{0,836 \cdot 365 \cdot 46} = 10,68 \text{ см}^2.$$

6. Вибираємо необхідну кількість стержнів арматури. При армуванні балки робочі поздовжні стержні можна розміщувати в один або два ряди по висоті перерізу; при ширині балки більше 20 см можна встановити 2 і більше каркасів; відповідно кількість робочих поздовжніх стержнів може бути 2,3, 4 або 6.

За сортаментом підбираємо:

2Ø28 A400C із загальною площею  $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ;

3Ø22 A400C,  $A_s = 11,40 \text{ см}^2$ ;

4Ø20 A400C,  $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ ;

6Ø18 A400C,  $A_s = 12,72 \text{ см}^2$

З погляду економічності (мінімальні витрати арматури) найраціональнішим є варіант з трьома стержнями (мінімальна площа перерізу арматури)

Приймаємо армування: 3 стержня Ø22 A400C,  $A_s = 11,40 \text{ см}^2$ .

**Приклад 2.1.2.** Підібрати арматуру і визначити розміри поперечного перерізу балки прямокутного перерізу (співвідношення  $b/h=1,5$ ). Розрахунковий згинальний момент  $M = 320 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Бетон важкий класу B20, арматура класу A400C. Передбачувана вологість навколишнього середовища під час

експлуатації балки, що розраховується, більше 75 % (коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b2} = 1,0$ ).

*Розв'язок*

1. Визначаємо :

Розрахунковий опір бетону  $R_b = 11,5$  Мпа (табл. ) ;

Розрахунковий опір арматури  $R_s = 365$  МПа (табл. );

коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b2} = 1,0$ ;  $\gamma_{b2} R_b = 1,0 \cdot 11,5$  Мпа = 11,5

Мпа.

2. Умовно приймаємо ширину перерізу  $b = 40$  см і значення  $\xi = 0,35$

3. За табл. знаходимо  $\zeta = 0,825$ ;  $\alpha_m = 0,289$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m b R_b}} = \sqrt{\frac{320000}{0,289 \cdot 40 \cdot 11,5}} = 49,06 \text{ см}$$

4. Призначаємо  $a = 4$  см , тоді  $h = h_0 + a = 49,06 + 4 = 53,05$  см.

Приймаємо висоту перерізу  $h = 55$  см ; робоча висота перерізу  $h_0 = 55 - 4 = 51$  см.

5. Знаходимо коефіцієнт  $\alpha_m = \frac{320000}{11,5 \cdot 40 \cdot 51^2} = 0,267$

6. Послідовно обчислюємо значення  $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758$ .

$\sigma_{sR} = R_s = 365$  Мпа,  $\sigma_{sc,u} = 400$  Мпа (оскільки  $\gamma_{b2} = 1,0$ ).

Знаходимо граничну висоту стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,619;$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,619 (1 - 0,5 \cdot 0,619) = 0,427;$$

7. Оскільки  $\alpha_m = 0,267 < \alpha_R = 0,432$ , то стиснута арматура не потрібна. За табл.3.1 знаходимо  $\zeta = 0,841$

8. Знаходимо розрахункову площу арматури, користуючись формулою (3.9):

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0} = \frac{320000}{0,841 \cdot 365 \cdot 51} = 20,44 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбираємо 7Ø20 А400С із загальною площею  $A_s = 22,0 \text{ см}^2$

**Приклад 2.1.3.** Перевірити несучу здатність балки. Розміри перерізу  $b = 20 \text{ см}$ ,  $h = 40 \text{ см}$ . Армура класу А400 4Ø16 А400 ( $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ ); бетон важкий класу В25 ( $R_b = 14,5 \text{ МПа}$ ). Вологість навколишнього середовища при експлуатації балки, менше 75% ( $\gamma_{b_2} = 0,9$ ). Розрахунковий згинальний момент  $M = 80 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Розв'язок

1. Визначаємо :

Розрахунковий опір бетону  $R_b = 11,5 \text{ Мпа}$  (табл. ) ;

Розрахунковий опір армури  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (табл. );

коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b_2} = 0,9$ ;  $\gamma_{b_2} R_b = 0,9 \cdot 14,5 \text{ Мпа} = 13,05 \text{ Мпа}$

2. Призначаємо  $a = 3,5 \text{ см}$ ,  $h_0 = h - a = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ см}$ .

3. Визначимо висоту стиснутої зони  $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 8,04}{14,5 \cdot 20} = 10,12 \text{ см}$ .

4. Знаходимо відносну висоту стиснутої зони  $\xi = x/h_0 = 10,12/36,5 = 0,277$

Обчислюємо значення  $\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$ .

$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ Мпа}$ .

$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ Мпа}$ , оскільки  $\gamma_{b_2} = 0,9 < 1$ .

Знаходимо:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604;$$

Оскільки  $\xi = 0,277 < \xi_R = 0,604$ , то перевіряємо міцність елемента за формулою

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5 x),$$

$$M = 80 \text{ кН}\cdot\text{м} < R_s A_s (h_0 - 0,5 x) = 365 \cdot 8,04 \cdot (36,5 - 0,5 \cdot 10,12) = 92263$$

$\text{Мпа}\cdot\text{см}^3 = 92,263 \text{ кН}\cdot\text{м}$  - умова виконується. Отже міцність перерізу забезпечена.

### 3.1.2. Розрахунок прямокутних перерізів з подвійною арматурою

Залізобетонні елементи у яких за розрахунком ставлять стиснуту арматуру називають *елементами з подвійною арматурою*.

Через неекономічність витрат сталі подвійне армування застосовують тільки в наступних випадках:

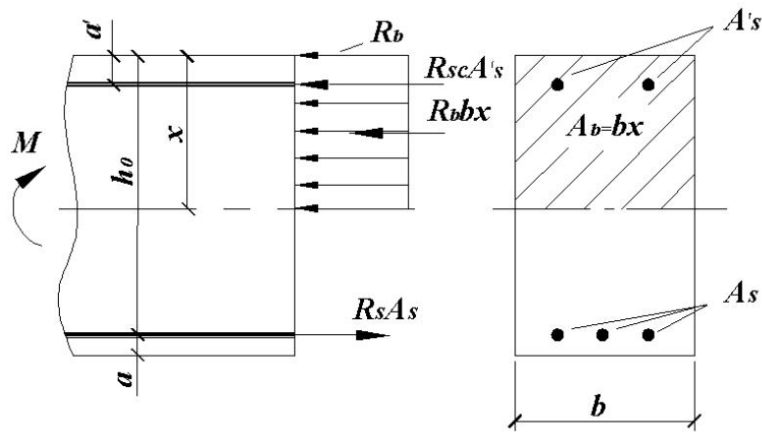
при дії знакозмінних моментів, коли арматура розтягнута від дії моменту, стає стиснутої при зміні напрямку моменту;

при обмеженій висоті перерізу, коли потрібне підсилення стиснутої зони бетону;

за технологічними та спеціальними вимогами (для виготовлення арматурних каркасів, для виготовлення елементів з різною несучою здатністю у одних опалубочних формах тощо) або за умовами транспортування, монтажу конструкцій.

Розглянемо прямокутний переріз з подвійною арматурою з площею перерізу стиснутої арматури  $A'_s$ .

За аналогією з розрахунком перерізів з одиночною арматурою (див ) знайдемо проекції всіх сил на вісь елемента ( $\Sigma X=0$ ) і складемо рівняння моментів сил відносно центру ваги розтягнутої арматури або стиснутого бетону ( $\Sigma M=0$ ), (рис.3.3)



**Рис. 3.3. Прямокутний переріз з подвійною арматурою і схема зусиль.**

При цьому розрахункові формули набирають вигляду:

$$R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s;$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

або при введенні коефіцієнту  $\alpha_m$

$$M \leq \alpha_m b h_0^2 R_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (3.14)$$

Розрахунок прямокутних перерізів з подвійною арматурою виконують при умові найменших її витрат. Тому спочатку знаходять значення граничного моменту  $M_R$  який сприймає переріз з поодинокую арматурою, тобто при  $\xi = \xi_R$

Значення граничного моменту знаходимо за формулою

$$M_R = \alpha_R \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_b, \quad (3.15)$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$$

Якщо зовнішній момент  $M$  менше граничного моменту  $M_R$ , то для сприйняття різниці цих моментів  $M - \alpha_R \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_b$  необхідне підсилення стиснутої зони бетону арматурою.

Замінюючи у рівнянні (3.14)  $\alpha_m$  на  $\alpha_R$  знайдемо площу стиснутої арматури:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \gamma_{b2} R_b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad (3.16)$$

У розрахунках прямокутних перерізів з *подвійною* арматурою, можливі три типи задач:

- 1) визначення площі перерізу стиснутої і розтягнутої арматури;
- 2) визначення площі перерізу розтягнутої арматури;
- 3) перевірка несучої здатності елемента.

**Задача першого типу** - підбір перерізу стиснутої і розтягнутої арматури. Відомі розміри перерізу  $b$  і  $h$ , зовнішній моменту  $M$ , класи бетону і арматури. Треба визначити площі перерізів розтягнутої  $A_s$  і стиснутої арматури  $A'_s$  та підібрати її стержні.

Порядок розрахунку:

1. Визначають розрахункові значення  $R_b$  і  $R_s$ , призначають значення  $a$  і знаходять  $h_0$ .
2. Визначають який граничний момент сприймає переріз з поодинокую арматурою, тобто якщо  $\xi = \xi_R$ .  
і Знаходять  $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$
3. Якщо  $M_R < M$  ( $\alpha_R < \alpha_m$ ), то необхідне підсилення стиснутої зони бетону арматурою.

Знаходять

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2}$$

Знаходять значення граничного моменту  $M_R$  сприймає переріз з поодинокую арматурою за формулою  $M_R = \alpha_R \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_b$  (3.15) і приймаючи  $\alpha_m = \alpha_R$

Отримані значення підставляють у рівняння (3.16) і знаходять площу стиснутої арматури:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \gamma_{b_2} R_b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')};$$

5. Знаходять за табл.2.1 визначають допоміжний коефіцієнт  $\zeta$ .  
та розрахункову площу арматури  $A_s$ :

$$A_s = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \xi_R \frac{R_b b h_0}{R_s} .$$

Користуючись сортаментом арматури підбирають кількість та діаметр стержнів.

Зазначимо, що у випадку  $M_R > M$ , стиснута арматура за розрахунком не потрібна і переріз проектують з поодинокую арматурою, а у стиснутій зоні розташовують тільки конструктивну арматуру.

**Задача другого типу** - визначення площі перерізу арматури  $A_s$ . Відомі значення зовнішнього згинального моменту  $M$ , розміри перерізу  $b$  і  $h$ , класи бетону і арматури, площа стиснутої арматури  $A'_s$ . Треба визначити *площу розтягнутої арматури*  $A_s$ .

1. Визначають розрахункові значення  $R_b$  і  $R_s$ , призначають значення  $a$  та  $a'$  і знаходять  $h_0$ .

2. Знаходять  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc}A'_s(h_0 - a')}{\gamma_{b_2}R_bbh_0^2}; \quad (3.13)$$

Якщо  $\alpha_m < \alpha_R$  за табл.3.1 знаходять значення  $\xi$ , і визначають площу розтягнутої арматури  $A_s$ :

$$A_s = \frac{R_{sc}A'_s}{R_s} + \xi \frac{R_bbh_0}{R_s}; \quad (3.14)$$

Якщо виявиться, що  $\alpha_m > \alpha_R = 0,455$ , тоді площу  $A'_s$  збільшують до таких значень  $\alpha_m$ , щоб воно стало менше  $\alpha_R$ , або збільшують розміри перерізу  $b$  і  $h$ .

**Задача третього типу** - перевірити несучу здатність елемента.

Відомі розміри перерізу елемента  $b$  і  $h$ , клас бетону і арматури площа перерізу *розтягнутої*  $A_s$  і стиснутої арматури  $A'_s$ ; значення згинального моменту  $M$ . Перевірити несучу здатність елемента.

Порядок розрахунку:

1. Визначають розрахункові значення  $R_b$  і  $R_s$

2. Знаходять  $h_0 = h - a$  та висоту стиснутої зони  $x = \frac{R_sA_s - R_sA'_s}{R_b b}$

3. Знаходять  $\xi = x/h_0$  і перевіряють умову  $\xi \leq \xi_R$ . При виконанні умови  $\xi \leq \xi_R$  за табл.2.1 визначають допоміжний коефіцієнт  $\zeta$ . Перевіряють умову  $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ . Якщо умова виконується несуча здатність елемента забезпечена. Якщо умова  $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$  не виконується то необхідно збільшити розміри (висоту і(або) ширину) перерізу або підвищити клас бетону.

### Приклади розв'язання задач

**Приклад 3.2.1.** На залізобетонну балку прямокутного перерізу розмірами  $b = 25\text{см}$ ,  $h = 50\text{см}$  діє згинальний момент  $M = 270\text{ кН}\cdot\text{м}$ . Бетон важкий класу В20 ( $R_b = 11,5\text{ Мпа}$ ), коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{b_2} = 1$ . Арматура класу А400С. Визначити площу стиснутої і розтягнутої арматури і підібрати її стержні.

*Розв'язок.*

1. Визначаємо: розрахунковий опір бетону  $R_b = 11,5\text{ Мпа}$  (табл. );  $\gamma_{b_2} R_b = 1 \cdot 11,5\text{ Мпа} = 11,5\text{ Мпа}$ ; розрахунковий опір арматури класу А400С  $R_s = 365\text{ МПа}$  (табл. )

2. Призначивши  $a = 4\text{см}$  знаходимо робочу висоту перерізу  $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46\text{ см}$ .

3. Обчислюємо значення

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758.$$

$\sigma_{sR} = R_s = 365\text{ Мпа}$  - для ненапруженої арматури.

$\sigma_{sc,u} = 400\text{ Мпа}$ , оскільки  $\gamma_{b_2} = 1$ .

За формулами (2.6) послідовно знаходимо:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,442;$$

Звідки

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,442 (1 - 0,5 \cdot 0,442) = 0,344;$$

4. Знаходимо  $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} = \frac{270000}{11,5 \cdot 25 \cdot 46^2} = 0,444$

Оскільки  $\alpha_m = 0,444 > \alpha_R = 0,344$ , то необхідне підсилення стиснутого бетону арматурою, тобто подвійне армування.

Призначивши  $a' = 3$  см визначаємо площу стиснутої арматури

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \gamma_{b_2} R_b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{270000 - 0,344 \cdot 11,5 \cdot 46^2}{365(46 - 3)} = 1,19 \text{ см}^2$$

5. за табл.2.1 знаходимо  $\zeta = 0,845$  і визначаємо розрахункову площу арматури, користуючись формулою (3.9):

$$A_s = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \xi_R \frac{R_b b h_0}{R_s} = 1,19 \cdot \frac{365}{365} + 0,442 \frac{11,5 \cdot 25 \cdot 46}{365} = 17,21 \text{ см}^2$$

6. Підбираємо необхідну кількість стержнів арматури за сортаментом:

стиснута арматура - 2  $\emptyset 9$  А400С площею  $A'_s = 1,27 \text{ см}^2$ ;

розтягнута арматура 3  $\emptyset 28$  А400С  $A_s = 18,47 \text{ см}^2$ .

**Приклад 3.2.2** На залізобетонну балку прямокутного перерізу розмірами  $b = 25$  см,  $h = 40$  см діє згинальний момент  $M = 160$  кН·м. Бетон важкий класу В40, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{b_2} = 0,9$ . У стиснутій зоні передбачена арматура 3  $\emptyset 12$  А400С ( $R_s = 365$  МПа;  $a' = 3$  см,  $A'_s = 3,39 \text{ см}^2$ ). Визначити площу розтягнутої арматури із сталі класу А400С і підібрати її стержні.

Розв'язок.

1. Визначаємо: розрахунковий опір бетону класу В40  $R_b = 22,0$  Мпа (табл. ) ;  $\gamma_{b_2} \cdot R_b = 0,9 \cdot 22,0 = 19,8$  Мпа; розрахунковий опір арматури класу А400С  $R_s = 365$  МПа (табл. )

2. Призначаємо  $a = 4$  см,  $a' = 3$  см і знаходимо робочу висоту перерізу  $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36$  см.

3. Обчислюємо значення

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 19,8 = 0,692.$$

$\sigma_{sR} = R_s = 365$  Мпа - для ненапруженої арматури.

Граничне напруження в арматурі стиснутої зони  $\sigma_{sc,u} = 500$  Мпа (оскільки  $\gamma_{b_2} = 0,9$ ).

Знаходимо:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1}\right)} = 0,545;$$

**Звідки**

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,545 (1 - 0,5 \cdot 0,545) = 0,396;$$

$$3. \text{ Знаходимо } \alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} = \frac{160000 - 365 \cdot 3,39 (36 - 3)}{19,8 \cdot 25 \cdot 36^2} = 0,186$$

4. Оскільки  $\alpha_m = 0,186 < \alpha_R = 0,396$ , то за табл. ( ) знаходимо  $\xi = 0,208$

і визначаємо розрахункову площу розтягнутої арматури,

$$A_s = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \xi \frac{R_b b h_0}{R_s} = 3,39 \cdot \frac{365}{365} + 0,208 \frac{19,8 \cdot 25 \cdot 36}{365} = 13,54 \text{ см}^2$$

6. Підбираємо необхідну кількість стержнів розтягнутої арматури. За сортаментом підбираємо арматуру 3  $\varnothing 25$  A400C,  $A_s = 14,73 \text{ см}^2$ .

**Приклад 3.2.3** На залізобетонну балку прямокутного перерізу розмірами  $b = 25 \text{ см}$ ,  $h = 40 \text{ см}$  діє згинальний момент  $M = 135 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Бетон важкий класу B20, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{b_2} = 0,9$ . У стиснутій зоні передбачена арматура 2  $\varnothing 12$  A400C ( $R_s = 365 \text{ МПа}$ ;  $a' = 3 \text{ см}$ ,  $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ ). Визначити площу розтягнутої арматури із сталі класу A400C і підібрати її стержні.

*Розв'язок.*

1. Визначаємо: розрахунковий опір бетону класу B20  $R_b = 11,5 \text{ Мпа}$  (табл. );  $\gamma_{b_2} R_b = 0,9 \cdot 11,5 \text{ Мпа} = 10,35 \text{ Мпа}$ ; розрахунковий опір арматури класу A400C  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (табл. )

2. Призначаємо  $a = 4 \text{ см}$  і знаходимо робочу висоту перерізу  $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см}$ .

3. Обчислюємо значення

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767.$$

$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ Мпа}$  - для ненапруженої арматури.

Граничне напруження в арматурі стиснутої зони  $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$   
(оскільки  $\gamma_{b_2} = 0,9$ ).

Знаходимо:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628;$$

Звідки

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,628 (1 - 0,5 \cdot 0,628) = 0,314;$$

$$3. \text{ Знаходимо } \alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} = \frac{135000 - 365 \cdot 2,26 (36 - 3)}{10,35 \cdot 25 \cdot 36^2} = 0,321$$

4. Оскільки  $\alpha_m = 0,321 > \alpha_R = 0,314$ , то треба збільшити площу стиснутої арматури. Приймаємо арматуру  $2 \varnothing 14 \text{ A400C}$   $A'_s = 3,08 \text{ см}^2$

$$5. \text{ Знаходимо } \alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} = \frac{135000 - 365 \cdot 3,08 (36 - 3)}{10,35 \cdot 25 \cdot 36^2} = 0,291$$

6. Оскільки  $\alpha_m = 0,291 < \alpha_R = 0,314$ , за табл. 3.1 знаходимо коефіцієнт  $\xi = 0,353$

і визначаємо розрахункову площу розтягнутої арматури,

$$A_s = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \xi \frac{R_b b h_0}{R_s} = 3,08 \cdot \frac{365}{365} + 0,353 \frac{10,35 \cdot 25 \cdot 36}{365} = 12,09 \text{ см}^2$$

6. Підбираємо необхідну кількість стержнів розтягнутої арматури. За сортаментом підбираємо арматуру  $2 \varnothing 28 \text{ A400C}$ ,  $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ;

**Приклад 3.2.4** Перевірити несучу здатність балки. Розміри перерізу  $b = 40 \text{ см}$ ,  $h = 60 \text{ см}$ . бетон важкий класу В20 ( $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ . Вологість навколишнього середовища при експлуатації балки, менше 75% ( $\gamma_{b_2} = 0,9$ ).

Розрахунковий згинальний момент  $M = 320 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , Робоча арматура розтягнуто зони  $2 \varnothing 14 \text{ A400C}$  ( $R_s = 365 \text{ МПа}$ ;  $a = 3,5 \text{ см}$ ;  $a' = 3 \text{ см}$ ,  $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ )  $2 \varnothing 12 \text{ A400C}$  із ( $R_s = 365 \text{ МПа}$ ;  $a' = 3,5 \text{ см}$ ,  $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ )

Розв'язок

1. Визначаємо: розрахунковий опір бетону класу B20  $R_b = 11,5 \text{ Мпа}$  (табл. ) ;  $\gamma_{b_2} R_b = 0,9 \cdot 11,5 \text{ Мпа} = 10,35 \text{ Мпа}$ ; розрахунковий опір арматури класу A400C  $R_s = 365 \text{ МПа}$  (табл. )

2. Знаходимо  $h_0 = h - a = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см}$ .

3. Визначимо висоту стиснутої зони

$$x = \frac{R_s A_s - R_s A'_{sc}}{R_b b} = \frac{365(15,20 - 3,08)}{10,35 \cdot 40} = 10,68 \text{ см.}$$

$$\xi = x/h_0 = 10,68/56,5 = 0,189$$

$$\text{Знаходимо } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,77}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,77}{1,1}\right)} = 0,632;$$

Оскільки  $\xi = 0,189 < \xi_R = 0,632$ , то за табл. 2.1 знаходимо коефіцієнт  $\zeta$

Перевіряємо умову  $M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$

$$R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 11,5 \cdot 40 \cdot 10,68(56,5 - 0,5 \cdot 10,68) + 365 \cdot 3,08(56,5 - 3,5) = 310921 \text{ Мпа} \cdot \text{см}^3 = 310,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оскільки  $M = 320 \text{ кН} \cdot \text{м} > 310,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$  - умова не виконується, отже міцність перерізу незабезпечена.

### 3.1.3. Елементи таврового профілю

Елементи таврового профілю широко застосовуються у практиці промислового, цивільного і сільськогосподарського будівництва. Тавровий переріз мають балки, прогони, підкранові балки, плити покриття, елементи монолітних перекриттів, арки та цілий ряд інших елементів.

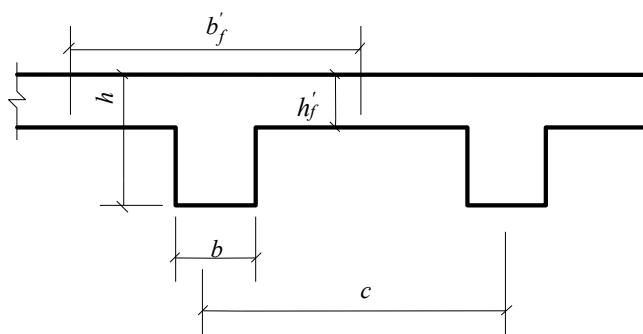
Таврові перерізи більш економічні ніж прямокутні, тому що площа стиснутого бетону при наявності стиснутої полиці збільшується, а непрацюючого розтягнутого – скорочується. В основному таврові перерізи армують у розтягнутій зоні розрахунковою арматурою, у стиснутій полиці встановлюють тільки конструктивну арматуру.

У монолітних ребристих перекриттях ширина полиці  $b'_f$  приймається не більше відстані між поздовжніми ребрами  $c$  (рис.3.5) і не більше  $1/3$  прольоту поздовжнього ребра з додаванням ширини  $b$ .

Для вільних звисів  $b'_{f1}$  обмежується розмірами звисів: у кожную сторону не більш  $6h'_f$  при відношенні  $h'_f/h > 0,1$ , при меншому відношенні величина звису приймається  $3h'_f$ .

При розрахунку таврових перерізів розрізняють два характерних випадки, пов'язаних з положенням нейтральної осі. Може бути розташування цієї осі в полиці, а може бути в ребрі. Для визначення випадку розрахунку використовують величину несучої здатності полиці  $M_f$ :

$$M_f = \gamma_{b_2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f). \quad (3.15)$$



**Рис. 3.5 – Основні параметри таврових перерізів**

Якщо  $M_f > M$ , де  $M$  – зовнішній момент, тоді нейтральна вісь проходить у полиці, і розрахунок виконують як для прямокутного перерізу шириною  $b'_f$ . Якщо  $M_f < M$ , тоді нейтральна вісь опускається в ребро і розрахунок виконують з урахуванням роботи окремо ребра й окремо полиць. У наступних записах  $\gamma_{b_2}$  умовно опускають. Умову міцності для першого випадку розрахунку записують у вигляді

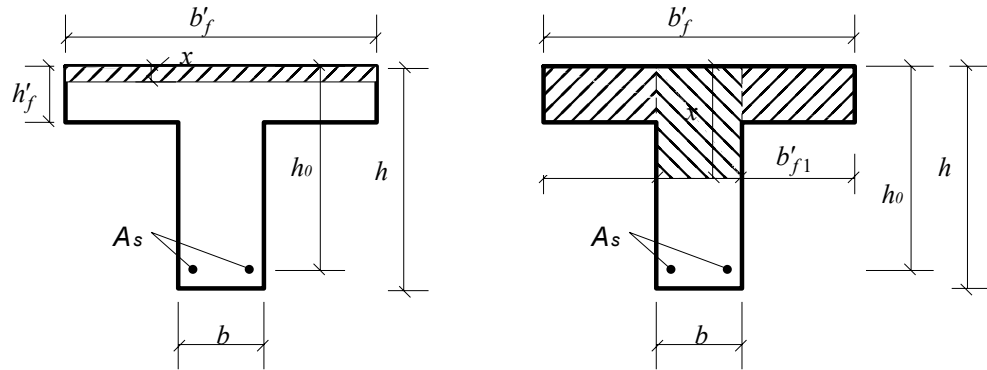
$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5x). \quad (3.16)$$

Положення висоти стиснутої зони бетону  $x$  визначають з рівняння

$$R_b b'_f x = R_s A_s. \quad (3.17)$$

Для випадку, коли нейтральна вісь перетинає ребро, умову міцності записують у вигляді

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) . \quad (3.18)$$



**Рис.3.6 – Розташування нейтральної осі в таврових перерізах (у полиці й ребрі)**

Підбір арматури для таврових перерізів виконують в такій послідовності:

- 1) визначають розташування нейтральної осі за формулою (3.15);
- 2) якщо нейтральна вісь проходить у полиці, тоді обчислюють параметр  $\alpha_m$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} ,$$

по цьому параметру з табл.3.1 знаходять  $\xi$  і  $\zeta$ ;

- 3) обчислюють площу арматури  $A_s$ :

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0} ;$$

- 4) якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, тоді спочатку визначають величину моменту, що сприймають звіси полиці:

$$M_{f_1} = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f); \quad (3.19)$$

- 5) за цим моментом обчислюють частину робочої арматури  $A_{s_1}$  :

$$A_{s_1} = \frac{M_{f_1}}{R_s (h_0 - 0,5h'_f)}; \quad (3.20)$$

б) потім визначають другу частину арматури, що відповідає роботі ребра:

$$\alpha_m = \frac{M - M_{f1}}{R_b b h_0^2}; \text{ за табл.3.1 знаходять } \zeta \text{ і } \xi$$

$$A_{s2} = \frac{M - M_{f1}}{\zeta R_s h_0}; \quad (3.22)$$

7) визначається сумарна площа арматури:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}. \quad (3.23)$$

### Приклади розв'язання задач

**Приклад 3.3.1.** На тавровий переріз з параметрами  $b'_f = 1600$  мм,  $h = 450$  мм;  $h'_f = 70$  мм і  $b = 300$  мм діє згинальний момент  $M = 220$  кНм. Підібрати робочу арматуру ребра при класі бетону В20 ( $R_b = 11,5$  МПа) і класі арматури А-III (А400С),  $R_s = 365$  МПа.

Обчислюємо  $M'_f$  і визначаємо положення нейтральної осі  $h_0 = h - a = 450 - 30 = 420$  мм.

$$M'_f = \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 1 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,6 \cdot 0,07 (0,42 - 0,5 \cdot 0,07) = 495,88 \text{ кНм.}$$

Тому що  $M'_f > M$  ( $495,88 > 220$ ), нейтральна вісь проходить у полиці, і подальший розрахунок треба робити як для прямокутного перерізу шириною  $b'_f = 160$  см і висотою 45,0 см. Визначаємо параметр  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{220}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 1,6 \cdot 0,42^2} = 0,0677.$$

З табл.3.1  $\zeta = 0,965$ ;  $\xi = 0,07$ .

Знаходимо площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0} = \frac{220 \cdot 100}{0,965 \cdot 36,5 \cdot 42} = 14,87 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підбираємо  $4\varnothing 22$  А-III (А400С) з  $A_s = 15,2 \text{ см}^2$ .

**Приклад 3.3.2.** Для прикладу 2 розглянемо випадок дії моменту  $M = 650$  кНм. Тоді  $M > M'_f$  ( $650 > 495,88$ ) і нейтральна вісь проходить у ребрі. Визначимо момент, що сприймають звіси (формула (3.19)):

$$M_{f_1} = 11,5 \cdot 10^3 (1,6 - 0,3) \cdot 0,07(0,42 - 0,5 \cdot 0,07) = 421,21 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Знаходимо арматуру  $A_{s1}$  за формулою (3.20) для звісів:

$$A_{s_1} = \frac{421,21 \cdot 10^3}{36,5(42 - 0,5 \cdot 0,07)} = 28,6 \text{ см}^2.$$

Тепер знаходимо арматуру  $A_{s2}$  для ребра:

$$\alpha_m = \frac{650 - 421,21}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,42^2} = \frac{228,79}{608,58} = 0,376.$$

За табл.3.1  $\zeta = 0,750$ ;  $\xi = 0,5$ .

$$A_{s_2} = \frac{228,79 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 36,5 \cdot 42} = 19,89 \text{ см}^2.$$

Сумарна площа  $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 28,6 + 19,89 = 48,5 \text{ см}^2$ .

Приймаємо 6Ø32 А-III (А400С) з  $A_s = 48,25 \text{ см}^2$ .

Якщо при обчисленні параметра  $\alpha_m$  виявиться, що він більше 0,455, тоді рекомендується збільшити висоту перерізу ребра  $h$  чи його ширину  $b$ , або підвищити клас бетону на одну-дві ступені.

### 3.3.4. Розрахунок міцності за похилими перерізами

Від дії зовнішніх навантажень руйнування по похилих перерізах може відбуватися від згинаючого моменту, від поперечної сили і від роздроблення стиснутої зони між похилими тріщинами, викликане дією головних стискаючих напружень.

Умову міцності похилого перерізу на дію поперечної сили виводять з правил рівноваги приопорної частини залізобетонного елемента, відсіченого похилою тріщиною (рис.3.7). Міцність похилого перерізу вважається

забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішніх навантажень менше поперечної сили, що сприймається похилим перерізом:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s, inc}, \quad (3.24)$$

де  $Q$  – рівнодіюча зовнішніх навантажень, розташована по одну сторону від похилого перерізу (рис.3.7);

$Q_b$  – поперечне зусилля, яке сприймає бетон стиснутої зони в похилому перерізі;

$Q_{sw}$  і  $Q_{s, inc}$  – поперечні сили, яке сприймають і хомути і відгини.

Величина  $Q$  визначається в перерізі на відстані  $c$  від опори.

Щоб виключити роздроблення бетону стиснутої зони між похилими тріщинами, слід перевіряти умову

$$Q \leq 0,3\varphi_{w_1} \varphi_{b_1} R_b b h_0, \quad (3.25)$$

де

$$\varphi_{w_1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw}; \quad (3.26)$$

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b s}$ ;  $A_{sw}$  – загальна площа перерізу поперечної арматури;

$\varphi_{b_1} = 1 - \beta R'_b$ ;  $\beta = 0,01$  для важких і дрібнозернистих бетонів,  $\beta = 0,02$  для легких бетонів.

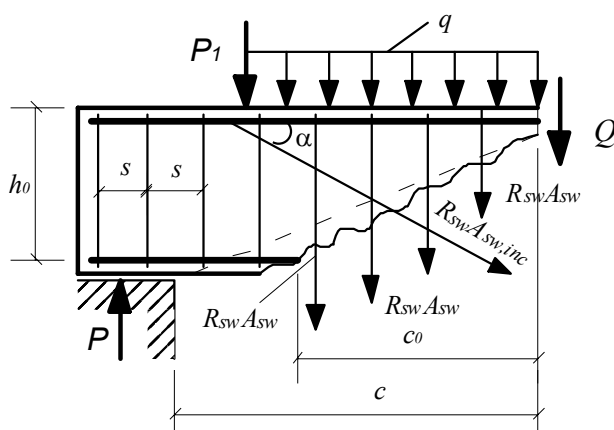


Рис. 3.7 –  
Розрахункова схема  
внутрішніх зусиль у  
похилому перерізі

Якщо умова (3.25) не задовольняється, необхідно збільшити розміри перерізу чи підвищити клас бетону. Величину  $Q_b$  визначають

$$Q_b = \frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}; \quad (3.27)$$

де  $\varphi_{b_2} = 2$  для важких бетонів,  $\varphi_{b_2} = 1,5 \div 1,9$  для легких бетонів;

$\varphi_f$  – коефіцієнт, що враховує вплив полиць у таврових перерізах на підвищення поперечної сили  $Q_b$ :

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}; \quad (3.28)$$

Величину  $b'_f$  приймають не більш  $3h'_f + b$ ;

$\varphi_n$  – коефіцієнт, що враховує вплив на поперечну силу поздовжнього зусилля  $P_0$ , що обжимає бетон

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_0}{R_{bt} b h_0}; \quad \varphi_n \leq 0,5. \quad (3.29)$$

Сума коефіцієнтів  $\varphi_f$  і  $\varphi_n$  з одиницею не перевищує 1,5:

$$1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5.$$

Особливої уваги заслуговує величина  $c$  – довжина проекції найбільш небезпечного варіанта руйнування по бетону. Норми рекомендують визначати  $c$  за формулою

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q}}, \quad (3.30)$$

де  $q$  – зовнішнє рівномірно-розподілене навантаження.

Однак для зосереджених сил  $c$  приймають рівним відстані від опори до першої зосередженої сили, але не менше  $h_0$ . Максимальне значення  $c$  приймається по-різному від  $c = 2,5h_0$  до  $c = 3,33h_0$ , у нормах величина  $c$  не регламентована. Тому можна рекомендувати  $h_0 \leq c \leq 2,5h_0$  для рівномірно розподіленого навантаження, при цьому  $c_{\max} = 0,16 \varphi_{b_4} R_{bt} b$ ;  $\varphi_{b_4} = 1,5$ ; а для комбінованих навантажень  $h_0 \leq c \leq 3,33h_0$ .

Значення  $Q_{sw}$  можна обчислити за формулою

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (3.31)$$

де  $q_{sw}$  – зусилля в хомутах на одиницю довжини  $s$ ,

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}. \quad (3.32)$$

Значення  $c_0$  знаходять за формулою

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (3.33)$$

при цьому вводять обмеження  $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$ .

При обчисленні  $Q_b$  аналізують мінімальне значення  $Q_b$ , при якому сам бетон може сприйняти зовнішню поперечну силу без хомутів:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b_3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (3.34)$$

$\varphi_{b_3} = 0,6$  для важких бетонів і  $\varphi_{b_3} = 0,5$  для легких бетонів. Якщо виявиться, що  $Q \leq Q_{b,\min}$ , тоді поперечна арматура в розрахунку не потрібна, вона встановлюється конструктивно. Ці конструктивні вимоги наступні: крок поперечної арматури  $s$  приймають залежно від висоти балки. Якщо  $h \leq 450$  мм, то  $s = h/2$  і не більш 150 мм, якщо  $h > 450$  мм, то  $s = h/3$  і не більше 500 мм.

Для хомутів, встановлених за розрахунками, повинна задовольнятися умова  $q_{sw} \geq Q_{b,\min} / 2h_0$ .

Величину поперечної сили, що сприймають відгини, обчислюють за формулою

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw,inc} A_{sw,inc} \sin \alpha. \quad (3.35)$$

Для визначення сумарної площі похилих стержнів (відгинів) можна скористатися формулою, виходячи з нерівності (3.24):

$$\Sigma A_{sw,inc} = \frac{Q - (Q_b + Q_{sw})}{R_{sw} \sin \alpha}. \quad (3.36)$$

При розрахунку відгинів перевіряють кілька контрольних перерізів, у яких відбувається зміна армування поперечною арматурою.

## Приклади розв'язання задач

**Приклад 3.4.1.** На поперечний переріз елемента, що згинається, розміром 250x450 мм діє поперечна сила  $Q = 110$  кН, клас бетону В25 ( $R_b=14,5$  МПа,  $R_{bt} = 1,05$  МПа). Розрахувати несучу здатність даного перерізу за поперечною силою, прийнявши для поперечної арматури дрiт  $\varnothing 5$  Вр-I ( $R_{sw} = 260$  МПа).

Спочатку визначаємо мінімальну несучу здатність бетонного перерізу за формулою (3.34),  $\varphi_f = \varphi_n = 0$ ;  $h_0 = 420$  мм.

$$Q_{b,min} = 0,6 (1+0+0) \cdot 1,05 \cdot 10^{-1} \cdot 25 \cdot 42 = 66,15 \text{ кН.}$$

Оскільки  $Q_{b,min} < Q$  ( $66,15 < 110$  кН), то необхідно розрахувати несучу здатність бетону і поперечних хомутів. При самих несприятливих умовах  $c = 2,5h_0$  або  $c = 3,33h_0$ .

Визначимо  $Q_b$  при  $c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 42 = 105$  см:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 10^{-1} \cdot 25 \cdot 42^2}{105} = 88,2 \text{ кН.}$$

При величині  $c = 3,33h_0$   $Q_b = 66,21$  кН.

Знайдемо значення  $Q_{sw}$ . Для цього спочатку обчислимо значення  $q_{sw}$ . Площа поперечної арматури  $A_{sw} = 2 \times 0,1965 = 0,393$  см<sup>2</sup> (приймається два стержні в перерізі). Крок хомутів приймаємо  $s = h/2 = 450/2 = 225$  мм,  $s = 150$  мм:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{s} = \frac{0,393 \cdot 26}{15} = 0,681 \text{ кН/см.}$$

Визначаємо довжину проекції  $c_0$  за формулою (3.33):

$$c_0 = \sqrt{\frac{2(1+0+0) \cdot 1,05 \cdot 10^{-1} \cdot 25 \cdot 42^2}{0,681}} = 116,61 \text{ см.}$$

З урахуванням обмеження  $c_0 \leq 2h_0$  приймаємо  $c_0 = 2 \cdot 42 = 84$  см.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,681 \cdot 84 = 57,2 \text{ кН.}$$

Сумарна величина поперечної сили  $Q = 66,21 + 57,2 = 123,41$  кН  $> 110$  кН.

Таким чином, міцність за поперечною силою даного перерізу забезпечена. Додатково перевіряється обов'язкова умова (3.25) при прийнятому армуванні та умова  $q_{sw} \geq Q_{b \min} / 2h_0$ .

### 3.3.5. Конструктивні особливості елементів, що згинаються

Для визначення економічності прийнятих конструктивних рішень після розрахунку елементів, що згинаються, за нормальними перерізами необхідно визначити коефіцієнт армування  $\mu$ :

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}, \text{ чи в \% } \mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\%. \quad (3.37)$$

Для плит раціональним відсотком армування вважається  $\mu = 0,1 \div 0,5\%$ , для балок  $\mu = 1,5 \div 2\%$ . Мінімальний відсоток армування  $0,05\%$  для плит і балок.

Діаметр поперечної арматури (хомутів) рекомендується приймати в межах  $0,25d_{np}$ , де  $d_{np}$  – діаметр поздовжньої арматури. Крок поперечних стержнів призначається або з розрахунку, або конструктивно відповідно до вказівок п.3.2. Розрахунковий крок хомутів устанавлюється на приопорних ділянках у межах  $1/4$  прольоту, в середній частині прольоту крок хомутів приймають рівним  $3/4h$ , відстані між хомутами – кратними 50 мм.

Величина захисного шару для поперечної арматури повинна складати не менше 10 мм, для поздовжніх стержнів захисний шар призначається не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. У плитах захисний шар для робочої арматури може складати 10 мм, а для монтажної 5 мм. Площа поперечних конструктивних стержнів приймається не менше 10% перерізу робочої арматури.

З метою уніфікації висота балок призначається кратною 50 мм, якщо вона на більше 600 мм, і кратною 100 мм при великих розмірах. Ширину балок

приймають  $(0,3\div 0,5)h$  – 100, 120, 150, 200, 220, 250 і далі кратною 50 мм. У балках шириною 150 мм і більше встановлюють не менш двох каркасів, при ширині менше 150 мм допускається встановлювати один каркас.

При армуванні балок в'язаними каркасами діаметр хомутив приймають не менше 6 мм при висоті балок до 800 мм, і не менше 8 мм при більшій висоті. Хомути в прямокутних перерізах виконують замкнутими, у таврових відкритими зверху. У балках шириною більше 350 мм встановлюють багатогілкові хомути.

У балках висотою більше 700 мм у бічних граней ставлять додаткові поздовжні стержні на відстанях за висотою не більше 400 мм, площа кожного з цих стержнів повинна складати не менше 0,1% від площі бетонної частини перерізу, рівній половині суми відстаней до найближчих стержнів і половині ширини балки. Ці стержні разом з поперечною арматурою стримують розкриття похилих тріщин.

Якщо висота балок складає менше 150 мм допускається не встановлювати поперечну арматуру, можна обмежитися тільки сполучними стержнями.

Відстань від торця арматури до грані бетонного перерізу повинна складати 10÷15 мм у балках і 5÷10 мм у плитах.

### **3.4 Розрахунок несучої здатності елементів залізобетонних конструкцій за деформаційним методом**

#### **3.4.1. Основні передумови і допущення методу**

Згідно чинних норм проектування розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту і повздовжніх сил слід виконувати на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану,

що розглядається, приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій  $\epsilon_{cu}$  і  $\epsilon_{su}$  з відповідних діаграм їх стану.

У загальному випадку розрахунок залізобетонних елементів довільного перерізу, довільного розташування арматури треба виконувати на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Як умову рівноваги у розрахунках нормальних перерізів слід приймати рівняння рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль у бетоні та арматурі у перерізі, що розглядається. Лінійний розподіл поздовжніх деформацій бетону і арматури по висоті перерізу є умовою деформування нормального перерізу. Напруження в бетоні та арматурі слід визначати за відповідними діаграмами станів за сумарними деформаціями від усіх видів впливів, включаючи початкові (усадка, попереднє напруження тощо) та зовнішніх.

Розрахунок несучої здатності залізобетонних конструкцій у разі сумісної дії згинальних моментів та поперечних сил слід виконувати на основі загальної деформаційної моделі, використовуючи:

- рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі залізобетонного елемента;
- рівняння сумісності деформацій для залізобетонного елемента в умовах плоского напруженого стану;
- діаграми деформування бетону і арматури бетону і арматури для плоского напруженого стану;
- залежності, які пов'язують дотичні напруження та переміщення у перерізі, що проходить по похилій тріщині.

Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил, визначають, виходячи з наступних передумов:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами,

якщо такі утворяться;

– вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті розрахункового перерізу;

– деформації у звичайній арматурі або приріст деформацій у попередньо напруженій арматурі однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;

– зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рисунку 2.3

– зв'язок між напруженнями та деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграм, які наведені на рисунку 2.6. При цьому:

а) для обох видів (звичайної та попередньо напруженої) арматури при  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{su}$   $\sigma_s = 0$  (вважається, що стався розрив арматури);

б) при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі ураховуються початкові деформації цієї арматури;

в) роботу бетону розтягнутої зони допускається не ураховувати, і приймати при  $\varepsilon_{ci} \leq 0$  напруження  $\sigma_{ci} = 0$ ; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати  $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctm}/E_{ck}$ .

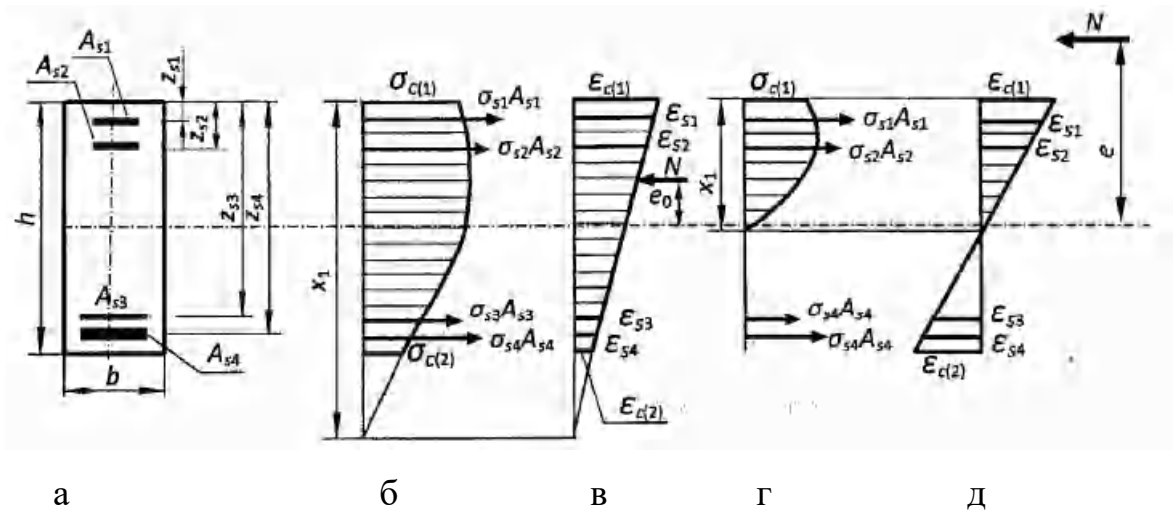
За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

– втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або «стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри») – екстремальний критерій;

– руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень  $\varepsilon_{cu1}$ ,  $\varepsilon_{cu3}$ , або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій  $\varepsilon_{ud}$ .

### 3.4.2. Несуча здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

Відповідно до прийнятих передумов при використанні формули (3.5) ДБН 2.6-98 напружено-деформований стан прямокутного перерізу при позacentровому стиску і згині наведений на рисунок 3.1.



- а - поперечний переріз елемента;
- б - епюра напружень при 1-й формі рівноваги;
- в - епюра деформацій при 1-й формі рівноваги;
- г - епюра напружень при 2-й формі рівноваги;
- д - епюра деформацій при 2-й формі рівноваги.

Рисунок 3.1. Напружено – деформований стан прямокутного перерізу  
 При цьому може виникнути два випадки (дві форми рівноваги перерізу):  
 - весь переріз стиснутий;  
 - в перерізі є зона розтягу.

Для першої форми рівняння рівноваги набувають вигляду:

$$\frac{bfcd}{N} \sum_{k=1}^5 \frac{c_k}{k+1} \left( \frac{\epsilon_{c(1)}^{k+1} - \epsilon_{c(2)}^{k+1}}{\epsilon_{c1}^{k+1}} \right) \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{bfca}{N^2} \sum_{k=1}^5 \frac{c_k}{k+2} \left( \frac{\epsilon_{c(1)}^{k+2} - \epsilon_{c(2)}^{k+2}}{\epsilon_{c1}^{k+2}} \right) \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0 \quad (3.2)$$

Для другої форми рівноваги, рівняння в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{\bar{N}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{bf_{cd}}{N^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0 \quad (3.4)$$

У формулах (3.1) – (3.4):

$$N = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}}{h} - \text{кривизна вигнутої осі в перерізі};$$

$\varepsilon_{c(1)}$  – деформації стиснутої фібри бетону;

$\varepsilon_{c(2)}$  – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c(2)}};$$

$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / N$  – висота стиснутої зони бетону;

$\bar{N} = N / \varepsilon_{c1}$  - відносна кривизна вигнутої осі у перерізі;

$z_{si}$  – відстань і-го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

$N$  і  $M$  – значення зовнішньої нормальної сили і згинального моменту відповідно;

$z_{si}$  – відстань і-го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу.

Для перерізу конкретної форми достатньо виконати інтегрування і підставити границі інтегрування, після чого одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь з невідомими -  $\varepsilon_{c(1)}$  і  $N$  (або  $\varepsilon_{c(2)}$ ).

В формулах (3.1 – 3.4) при згині  $N = 0$ , а при позацентровому стиску

$$M = N (x_1 - y + e), \quad (3.5)$$

де  $y$  – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;

$e$  – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили відносно центра ваги перерізу, інші позначення наведені на рисунку 3.1.

Напруження в довільному шарі армування визначаються за діаграмами деформування звичайної або попередньо напруженої арматури згідно з рекомендаціями норм (6), які викладені в 3.2.1.11 та 3.2.2.12, виходячи

з того, що деформації визначаються за формулою

$$\varepsilon_{si} = N(x_1 - z_{si}) + \varepsilon_{si}, 0$$

Системи двох нелінійних алгебраїчних рівнянь (3.1 - 3.2) і (3.3 -3.4) з двома невідомими розв'язуються підбором з контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. При цьому можливі кілька варіантів пошуку рішення.

Для оцінки напружено- деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод, алгоритм розв'язання задачі якого наступний.

Вихідні дані такі:

розміри перерізу бетону –  $b, h$ ;

параметри діаграми деформування бетону –  $f_{cd}, E_{cd}$ ,

$\varepsilon_{cu1}$  або  $\varepsilon_{cu3}, \varepsilon_{c1}$  (таблиця 3.1 ДБН В.2.6-98);

коефіцієнти полінома (3.5 ДБН В.2.6-98) –  $a_k$  з Додатку Д (6);

параметри армування (кількість шарів армування не обмежується, обмежується тільки технологічними вимогами) –  $R_{si}, E_{si}, A_{si}$ ;

відстань від верхньої (найбільш стиснутої) грані перерізу до  $i$ -го шару армування ( в разі розташування в одному шарі арматури з різними фізико- механічними характеристиками їх розглядають окремо при одній і тій же відстані від грані перерізу) –  $z_{si}$ ;

початкові (викликані попереднім напруженням, усадкою чи іншими чинниками при необхідності) деформації в  $i$ -му стержні арматури

При визначенні напружено-деформованого стану перерізу можуть бути три типи задач:

- при заданих зусиллях  $N$  та  $M$  необхідно визначити кривизну в перерізі  $N$  і деформації  $\varepsilon$  ;

- при заданих величинах кривизни в перерізі і діючого в ньому осьового зусилля  $N$  визначити величину згинального моменту  $M$ ;

- необхідно побудувати повну криву стану перерізу до руйнування

бетону.

Перша і третя з названих задач розв'язується за таким алгоритмом.

1. На першому кроці розрахунку задаються величини деформацій  $\varepsilon_c(1) = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$  та  $\varepsilon_c^{(0)} = 0$ , причому на перших кроках підрахунків рекомендується  $\Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$  приймати таким, що дорівнює  $0,1\varepsilon_{cul}$  або  $0,1\varepsilon_{cu3}$ .

2. Підраховують величини  $N = \frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_c(1) - \varepsilon_c(2)}{h}$  та  $\gamma = \frac{\varepsilon_c(1)}{\varepsilon_c(2)}$ ,

$$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / N$$

3. Визначають зусилля в перерізі за формулою для першої форми рівноваги (3.1).

4. Визначену величину зусилля  $N$  та інші параметри підставляють у рівняння рівноваги (3.2). За результатами розв'язання рівняння (3.2) можлива реалізація двох випадків:

- ліва частина більша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги I (див. рис. 3.1), тобто весь переріз стиснутий;
- ліва частина менша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги II (див. рис. 3.1), тобто частина перерізу розтягнута.

При реалізації першої форми рівноваги виконують наступні операції:

а) визначають нову величину деформацій на менш стиснутій грані:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)}$$

при цьому на першому кроці (циклі) рекомендується приймати

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,05\varepsilon_{cul}$$

б) перевіряють рівняння рівноваги (3.2), виконавши операції 2, 4, і якщо ліва частина залишилась більшою за нуль, ще раз збільшують деформацію  $\varepsilon_c(2)$  на величину  $\Delta\varepsilon_c(2)$ , тобто приймають  $\varepsilon_{c(2)}^{(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + 2\Delta\varepsilon_{c(2)}$

в) покрокове збільшення деформації на менш стиснутій грані перерізу виконують доти, доки ліва частина рівняння (3.2) не змінить знак.

6. Після зміни знака рівняння рівноваги (3.2) оцінюють точність

розв'язку. Точність розв'язку вважають достатньою при значенні

$$\Delta \varepsilon_{c(2)} = 0,02 \varepsilon_{cul}.$$

7. Якщо точність розв'язку недостатня, повертаються на один кроком назад і визначають нову величину деформації:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(k)} - \Delta \varepsilon_{c(2)}^{k+1},$$

і призначають нову величину приросту деформацій:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = 0,01 \Delta \varepsilon_{c(2)}^k$$

Далі виконують обчислення за пп. а), б), в) доти, доки не буде досягнута достатня (задана) точність виконання умови (3.2) після  $m$  ітерацій:

Після досягнення заданої точності розв'язку отримують першу точку на діаграмі стану перерізу.

8. Для отримання наступних точок діаграми стану необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta \varepsilon_{c(1)}$$

і виконати дії відповідно до п.п. 2-7, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на менш стиснутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні  $\Delta \varepsilon_{c(1)} = 0,1 \varepsilon_{cul}$  отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення  $\Delta \varepsilon_{c(1)}$ . У будь-якому разі, при значеннях  $\Delta \varepsilon_{c(1)} < 0,05 \varepsilon_{cul}$  точність розв'язку практично не покращується.

9. При реалізації другої форми рівноваги (рис. 3.1), тобто коли ліва частина менша за нуль, операції з визначення міцності перерізу виконують у тій же послідовності, що і в пп. 5-8, але починаючи з першого кроку змінюють напрям пошуку рішення.

10. Зберігаючи значення деформації  $\varepsilon_{c(1)} = \Delta \varepsilon_{c(1)}^{(1)}$  задають деформації на розтягнутій грані перерізу

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta \varepsilon_{c(2)},$$

з величиною зменшення деформації

$$\Delta \varepsilon_{c(2)} = -0,01 \varepsilon_{cul}$$

11. При заданих деформаціях визначають зусилля, яке може сприймати переріз, за формулою (3.3).

12. Визначені зусилля  $N$ , кривизну  $\aleph$  та висоту стиснутої зони  $x_1$  підставляють у рівняння рівноваги (3.4).

13. У рівнянні (4.4) величина  $e = \eta(x_1 - y + e_0)$ , де  $y$  – відстань від найбільш стиснутої грані до центра ваги перерізу;  $\eta$  – коефіцієнт, який враховує гнучкість стиснутого елемента.

Аналогічно рішенню пп. 5-7, розрахунки рівняння (3.4) повторюють доти, доки не буде досягнута достатня точність. Достатньою точністю розв'язку рівняння (3.4) слід вважати значення зменшення деформацій:

$$\Delta \varepsilon_{c(2)} = -0,02 \varepsilon_{cul}$$

Таким чином, буде отримана перша точка на діаграмі стану перерізу.

14. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta \varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до п.п. 9-12, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на розтягнутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні  $\Delta \varepsilon_{c(1)} = 0,1 \varepsilon_{cul}$  отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення  $\Delta \varepsilon_{c(1)}$ . У будь-якому разі при значеннях  $\Delta \varepsilon_{c(1)} < 0,05 \varepsilon_{cul}$ , точність розв'язку практично не покращується.

15. Величина  $N$ , яка відповідає максимуму на діаграмі стану перерізу " $N - \varepsilon_{c(1)}$ " або величині при досягненні деформаціями стиснутої грані своїх граничних деформацій  $\varepsilon_{cul}$  і буде величиною несучої здатності залізобетонного перерізу при даних значеннях параметрів бетону, гнучкості та ексцентриситету прикладення навантаження.

При необхідності величина моменту, який при цьому сприймається перерізом, в загально прийнятій системі координат може бути отримана за формулою

$$M = Ne_0.$$

Наведений метод розв'язання системи нелінійних рівнянь підбором – метод послідовних наближень, але можна використати й інші методи, наприклад, метод половинного ділення.

Алгоритм та формули можна використати для різних форм перерізів (прямокутного, двотаврового і таврового, кругового і кільцевого). і реалізувати в комп'ютерних розрахунках, що дозволяє не тільки виконувати розрахунки реальних конструкцій, а й досліджувати поведінку залізобетонних елементів при різних впливах.

### **3.4.3 Несуча здатність залізобетонних елементів двотаврового та таврового перерізів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил**

Двотавровий поперечний переріз елемента складається з стінки на всю висоту перерізу і нижніх і верхніх звисів полиць з відповідними розмірами (див. рисунок 3.2, *a*). Переріз можна розглядати як прямокутний з висотою, що дорівнює всій його висоті і шириною, що дорівнює ширині стінки і приєднаних до нього звисів верхньої і нижньої полиць. Тавровий переріз можна розглядати як окремий випадок двотаврового.

Можлива реалізація чотирьох випадків напружено-деформованого стану залізобетонного двотаврового перерізу при позацентровому стиску і згині. Перший випадок напружено-деформованого стану (перша форма рівноваги перерізу) – весь переріз стиснутий, нейтральна вісь поза межами перерізу,  $x_1 \geq h$ . Другий випадок (друга форма рівноваги перерізу) – нейтральна вісь у межах перерізу, у нижній полиці,  $h > x_1 > h - h_{ef}$ . Третій випадок (третя форма рівноваги перерізу) – нейтральна вісь у межах стінки,

$h - h_{ef} > x_l > h_{eff}$ . Четвертий випадок (четверта форма рівноваги перерізу), – нейтральна вісь знаходиться в межах верхньої полиці,  $x_l < h_{eff}$ . У випадку тавра відсутні нижні або верхні звиси полиць і відповідно відсутня одна з форм рівноваги – друга або четверта.

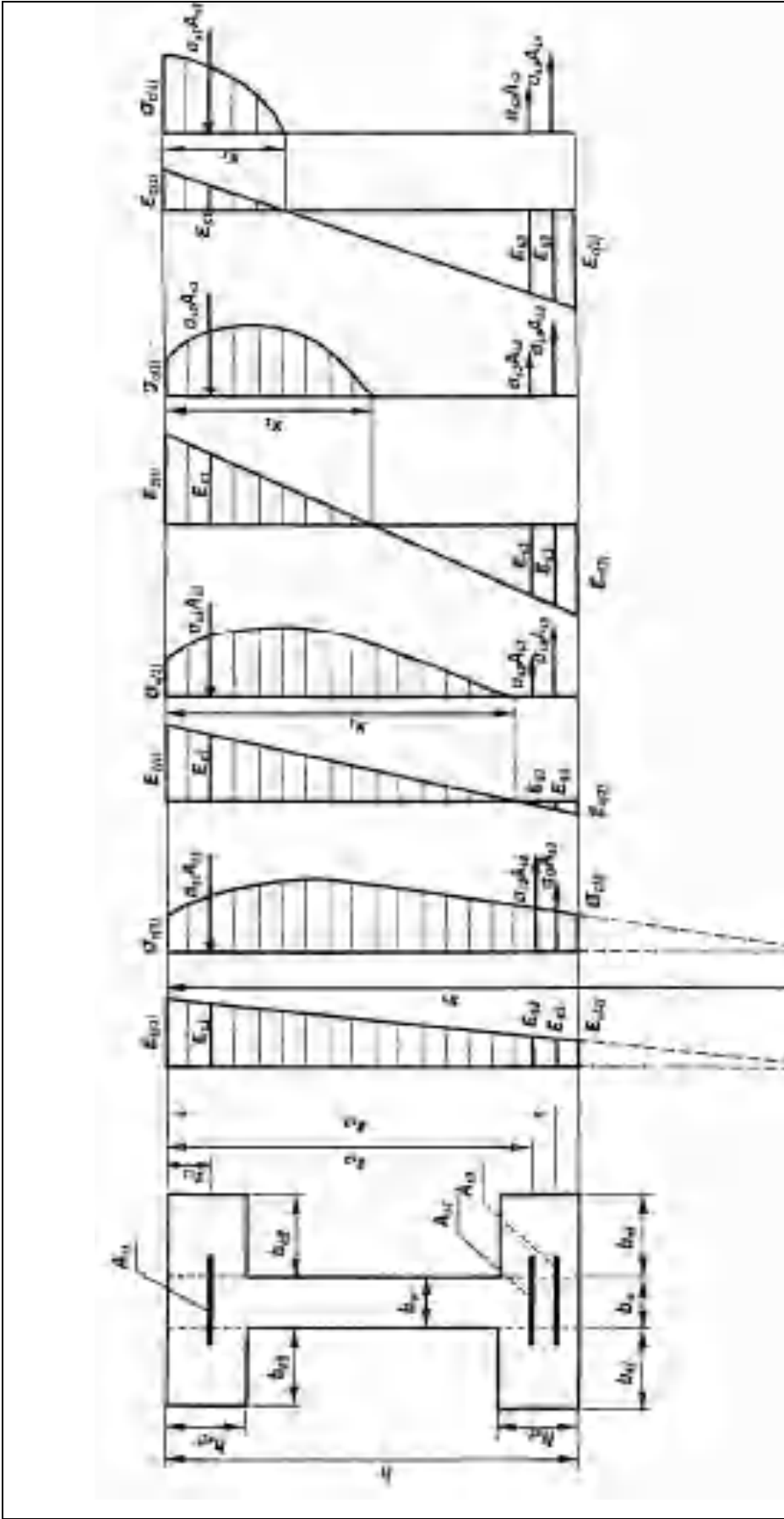
Відповідно до прийнятих передумов при використанні діаграми деформування бетону (рисунок 3.1 ДБН В.2.6-98) для першої форми рівноваги двотаврового перерізу рівняння набувають вигляду:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[ b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff} f_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0 \quad (3.13)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[ b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff} f_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0 \quad (3.14)$$

Для другої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[ b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff} f_1 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0 \quad (3.15)$$



а

б

в

г

д

а - поперечний переріз елемента; б - еюра напружень і деформацій для першої рівноваги; в - еюра напружень і деформацій для першої рівноваги; г - еюра напружень і деформацій для другої рівноваги; д - еюра напружень і деформацій для першої рівноваги.

Рисунок 3.2 . Напружено – деформований стан двогаврового перерізу

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[ b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \right. \\ \left. 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N Z_{si}}{N} - M = 0 \quad (3.16)$$

Для третьої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[ b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \right. \\ \left. 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0 \quad (3.17)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[ b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \right. \\ \left. 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N Z_{si}}{N} - M = 0 \quad (3.18)$$

Для четвертої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[ (b_w + 2b_{eff1}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0 \quad (3.19)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[ b_w + b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left( \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N Z_{si}}{N} - M = 0 \quad (3.20)$$

У формулах (3.13 - 3.20), як і у формулах для прямокутного перерізу,

$\bar{N} = N / \varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_{eff(2)}$  – деформації на нижній грані перерізу верхньої полиці і які дорівнюють  $\varepsilon_{eff(2)} = \varepsilon(x_1 - h_{eff})$ ,  $\varepsilon_{eff(1)}$  – деформації на верхній грані перерізу нижньої полиці і які дорівнюють  $\varepsilon_{eff(1)} = \varepsilon(x_1 - h + h_{eff})$ , при згині  $N = 0$ , а при позацентровому стиску

$$M = N(x_1 - y + e),$$

де  $y$  – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;  $e$  – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначення зрозумілі з рис. 3.3.

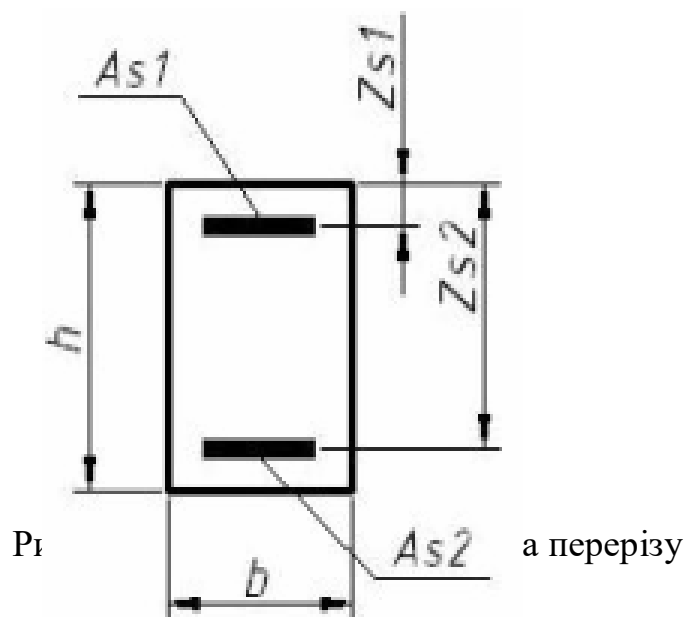
Величини  $b_{eff1}$  та  $b_{eff}$  – менша розрахункова величина звису полки.

Напруження в  $i$ -му шарі армування визначаються аналогічно, як і для прямокутного перерізу.

Отримані формули придатні і для визначення напружено-деформованого стану таврового перетину. У випадку, коли полиця таврового перерізу розташована в більш стиснутій зоні (угорі перерізу на рисунку 3.3), то досить прийняти  $b_{efl} = 0$  і виконати розрахунки за наведеними формулами. При цьому формули для форм рівноваги 2 і 3 набудуть однакового вигляду. У випадку розташування полиці у менш стиснутій (розтягнутій) зоні перерізу досить прийняти  $b_{efl} = 0$  і виконати розрахунки за приведеними вище формулами. При цьому, формули для 3-ї і 4-ї форм рівноваги набудуть однакового вигляду. Таким чином, для таврового перерізу реалізується три форми рівноваги і для визначення його несучої здатності достатньо використати формули 1-ї, 2-ї і 4-ї форм рівноваги двотаврового перерізу.

#### 3.4.4. ПРАКТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА МІЦНІСТЬ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МЕТОДИКОЮ

Вихідні дані і завдання для розрахунку: залізобетонна балки перекриття .  
Розрахункова схема перерізу наведена на рис.3.3



Ширина перерізу балки  $b = 0.4$  м ; висота перерізу балки  $h = 0.6$  м;  
клас бетону - С16/20; клас арматури – А400С; робоча арматура стиснутої зони  $4\varnothing 22$  ( $A_{s1} = 0.00152$  м<sup>2</sup>); робоча арматура розтягнуто зони  $2\varnothing 12$  ( $A_{s2} = 0.000308$  м<sup>2</sup>); відстань 1-го стрижня від найбільш стиснутої грані перерізу  $z_{s1} = 0.035$  м; відстань 2-го стрижня арматури від найбільш стиснутої грані перерізу  $z_{s2} = 0.565$  м. Визначити несучу здатність перерізу.

### Розрахунок:

*1 -й крок*

За таблицею 3.1[6 ]:

$f_{cd} = 11.5$  МПа - розрахункове значення міцності бетону С16/20 на стиск;

$\varepsilon_{cu1,cd} = 0.00359$  - гранична деформація стиску бетону;

$\varepsilon_{cl,cd} = 0.00162$  - деформація при максимальних напруженнях;

За додатком Д[6 ] визначаємо коефіцієнти полінома  $a_k$  для бетону С16/20:

$$a_1 = 3.0798;$$

$$a_2 = -3.7184;$$

$$a_3 = 2.2946;$$

$$a_4 = -0.7533;$$

$$a_5 = 0.09727;$$

За таблицею 3.4 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 "Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування визначаємо:

$f_{yk} = 400$  МПа - характеристичне значення міцності арматури на границі текучості;

$E_s = 210000$  - фактичний модуль пружності арматури;

За таблицею 2.1[1]:

$\gamma_s = 1.10$  - коефіцієнт надійності арматури А400С);

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 363,64$  МПа; - розрахункове значення міцності арматури на границі текучості.

На першому кроці розрахунку задаємося величинами деформацій

бетону на стиснутій грані  $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{\varepsilon(1)}^{(0)}$  та  $\varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0$ , причому на перших кроках підрахунків  $\Delta\varepsilon_{\varepsilon(1)}^{(0)}$  приймаємо таким, що дорівнює  $0,1\varepsilon_{cu1}$ , тобто  $\varepsilon_{c(1)} = 0,1\varepsilon_{cu1,cd} = 0,000359$ .

Деформацію бетону на менш стиснутій грані приймаємо  $\varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0$ .

Визначаємо кривизну перерізу:

$$\varkappa = 1/\rho = (\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)}) / h = (0,000359 - 0) / 0,6 = 0,000598;$$

Знаходимо відношення деформацій:

$$\gamma = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1,cd} = 0,000359 / 0,00162 = 0,221;$$

Знаходимо висоту стиснутої зони бетону:

$$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \chi = 0,000359 / 0,000598 = 0,6;$$

Обчислюємо відносну кривизну:

$$\chi = \varkappa / \varepsilon_{c1,cd} = 0,000598 / 0,00162 = 0,369;$$

Визначимо деформації розтягнутої і стиснутої арматури  $S_1$  і  $S_2$ :

$$\varepsilon_{s1} = \chi(x_1 - z_{s1}) = 0,000598 (0,6 - 0,035) = 0,000338;$$

$$\varepsilon_{s2} = \chi(x_1 - z_{s2}) = 0,000598 (0,6 - 0,565) = 0,0000209;$$

Далі визначаємо напруження в арматурі:

$$\sigma_{s1} = E_s \varepsilon_{s1} = 210000 \times 0,000338 = 70,98 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2} = 210000 \times 0,0000209 = 4,39 \text{ МПа};$$

Знайдемо зусилля в арматурі:

$$\sigma_{s1} A_{s1} = 70,98 \times 0,00152 = 0,1079 \text{ МН};$$

$$\sigma_{s2} A_{s2} = 4,39 \times 0,000308 = 0,00135 \text{ МН};$$

Знайдені вище величини підставимо в рівняння рівноваги 3.3[2] та 3.4.

розв'язуючи ці рівняння знаходимо значення  $\varepsilon_{c(2)} = -0,00151$ ;

"Врівноваживши" таким чином переріз, отримаємо значення моменту на першому кроці  $M = 0,126 \text{ МНм}$ ;

Таким чином, на першому кроку розрахунку знаходимо першу точку на графіку "момент-кривизна". Її координати: момент  $M = 126 \text{ кНм}$ ; кривизна  $1/r = 0,00202$ ;

Повторюємо вищенаведені розрахунки з новими значеннями  $\varepsilon_{c(2)}$  (шляхом підбору).

Результати розрахунку заносимо у таблицю:

рок	Момент, кНм	Кривизна, 1/r	Напруження в арматурі s1, МПа	Напруження в арматурі s2, МПа
	0	0	0	0
	126	0.00202	61	-164
	180	0.00293	92	-235
	228	0.0038	123	-300
	270	0.0046	155	-357
	277	0.0061	181	-363
	282	0.00958	231	-363
	284	0.01336	279	-363
	285	0.01732	325	-363
	286	0.02124	363	-363
0	284	0.02725	363	-363

За результатами розрахунку будемо графік "момент-кривизна" (рис.3.4).

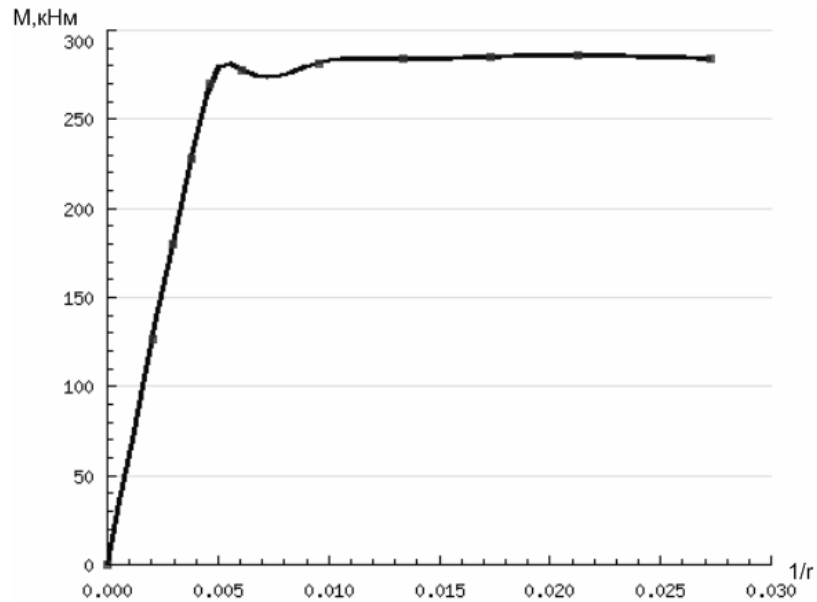


Рисунок 3.4. Графік "момент-кривизна"

Зафіксоване на цьому графіку найбільше значення згинального моменту  $M_{max} = 286$  кНм і буде несучою здатністю перерізу

### Контрольні питання для самоперевірки

1. Які конструктивні особливості закладені в розмірах і армуванні залізобетонних балок і плит?
2. Як виконується розрахунок міцності елементів, що згинаються, за нормальними перерізами?
3. У чому полягає зміст розрахунку елементів, що згинаються, табличним способом? Послідовність розрахункових операцій при підборі арматури.
4. Як виконують розрахунок міцності елементів, що згинаються, за похилими перерізами?
5. Що таке відсоток армування залізобетонного елемента?
6. Як розмежовуються два випадки розрахунку міцності за нормальними перерізами для елементів, що згинаються?
7. Особливості розрахунку таврових перерізів.

8. Які існують конструктивні вимоги до встановлення поздовжньої і поперечної арматури?

## РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

До стиснутих елементів відносяться колони, стояки рам, верхні пояси і стояки залізобетонних ферм, перегородки і стіни будинків, стіни прямокутних резервуарів з покриттям, елементи сільськогосподарських споруд та багато інших конструкцій. У більшості випадків стиснуті елементи сприймають вплив поздовжньої сили  $N$  і згинаючого моменту  $M$ . У цьому випадку говорять про позацентрово стиснутий елемент. Ексцентриситет  $e_0 = M/N$ , що з'являється в цьому випадку, називають розрахунковим. Якщо ж момент  $M$  відсутній, а діє тільки стискаюча сила  $N$ , то даний вид стиску називається умовно центрально стиснутим елементом з випадковим ексцентриситетом. Розмір випадкового ексцентриситету  $e_a$  приймають рівним більшому зі значень:  $1/600$  довжини елемента і  $1/30$  висоти перерізу елемента, але не менше 1 см.

При розрахунку стиснутих елементів з'являється небезпека втрати їх стійкості - при дії критичної сили  $N_{cr}$  відбувається інтенсивне руйнування стиснутого елемента від зростання прогинів. У розрахунках це явище оцінюють за допомогою коефіцієнтів  $\varphi$  і  $\eta$ .

### 4.1. Розрахунок умовно центрально стиснутих елементів

Умовно центрально стиснутим елементом називається такий, в якого є тільки стискаюче зусилля  $N$ , а  $M = 0$ . Такі елементи називають ще стиснутими елементами з випадковими ексцентриситетами. У літературі існує спрощений

метод розрахунку несучої здатності таких елементів. Розрахункова довжина їх не повинна перевищувати  $\ell_0 \leq 20h$ , армовані вони симетричною арматурою класів А240С, А300С, А400С, а переріз має квадратну чи прямокутну форми.

Умова міцності для цих елементів має наступний вигляд:

$$N = \eta\varphi[R_b A_b + R_{sc}(A_s + A'_s)] , \quad (4.1)$$

де  $N$  – розрахункова поздовжня сила;

$A_b$  – площа бетону,  $A_b = bh$ ;

$A'_s$  і  $A_s$  – верхня і нижня площі перерізу арматури;

$\eta$  – коефіцієнт поперечного перерізу,  $\eta = 1$  при  $h > 200$ мм і  $\eta = 0,9$  при  $h \leq 200$ мм;

$\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину, що залежить від гнучкості елемента  $\lambda = l_0/h$ ;

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A_b} , \quad (4.2)$$

при цьому  $\varphi_b \leq \varphi_s$ ;  $R_{sc}$  – розрахунковий опір арматури стиску.

Значення коефіцієнтів  $\varphi_s$  і  $\varphi_b$  наведені в табл.4.1.

**Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнтів  $\varphi_s$  і  $\varphi_b$  залежно від  $\lambda$  і відношення  $N_l/N$**

Гнучкість Б $\lambda = l_0/h$	Значення $\varphi_b$ для			Значення $\varphi_s$ для		
	$N_l/N = 0$	0,5	1,0	$N_l/N = 0$	0,5	1,0
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	0,92/0,92
8	0,9	0,91	0,90	0,92/0,91	0,91/0,91	0,91/0,90
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,85	0,81	0,89/0,87	0,87/0,83	0,86/0,80
16	0,86	0,80	0,74	0,87/0,84	0,84/0,79	0,82/0,7
18	0,83	0,73	0,63	0,84/0,80	0,80/0,72	0,77/0,66
20	0,80	0,65	0,55	0,81/0,75	0,75/0,65	0,70/0,58

У таблиці прийняті такі позначення:  $N$  – повне розрахункове навантаження;  $N_l$  – навантаження тривалої дії;  $l_0$  – розрахункова довжина колони; приймають для збірних конструкцій  $l_0 = H$ , для монолітних  $l_0 = 0,7H$ , де  $H$  – висота поверху. У чисельнику наведені значення  $\varphi_s$ , якщо площа проміжних стержнів між крайніми рядами  $A_{sl} < (A_s + A'_s)/3$ , а в знаменнику, якщо  $A_{sl} \geq (A_s + A'_s)/3$ , де  $A_{sl}$  – площа внутрішніх проміжних стержнів.

Послідовність розрахунку арматури при заданих параметрах перерізу  $b$  і  $h$  полягає в наступному. Спочатку задають значення  $\eta = \varphi = 1$ , потім визначають  $(A_s + A'_s)$ :

$$A_s + A'_s = \frac{\frac{N}{\eta\varphi} - R_b A_b}{R_{sc}}. \quad (4.3)$$

Після цього визначають за формулою (4.2) значення  $\varphi$  з урахуванням параметрів  $\varphi_b$  і  $\varphi_s$  по табл.4.1. Потім при отриманому значенні  $\varphi$ , вже не рівному 1, уточнюється сумарна площа  $A_s$  і  $A'_s$ . За цією площею по сортаменту підбирають конкретну арматуру і розподіляють по перерізу. Цей метод розрахунку називається методом послідовних наближень.

При вирішенні задачі по одночасному підборі площі бетону й арматури при заданому навантаженні приймають  $\eta = \varphi = 1$  і додатково задають коефіцієнт армування  $\mu = 0,01$ . Використовуючи формулу (4.1), можна одержати площу перерізу бетону

$$A_b = \frac{N}{\eta\varphi(R_b + \mu R_{sc})}. \quad (4.4)$$

Ця площа служить для визначення розмірів перерізу  $b$  і  $h$ . Розміри приймають дільними 50 мм. Після цього визначають площу арматури за вищенаведеною методикою. Максимальний відсоток армування колон не повинен перевищувати 3%.

## 4.2. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів

При наявності розрахункових значень  $M$  и  $N$  методика розрахунку стиснутих елементів змінюється. Залежно від розмірів ексцентриситету прикладання поздовжньої сили  $N$  ( $e_0 = M/N$ ) розрізняють два характерних випадки руйнування позацентрово стиснутих елементів. При великих ексцентриситетах (випадок 1) руйнування починається з розтягнутої зони елемента (рис.4.1, а). З'являються тріщини в розтягнутій зоні і при подальшому збільшенні навантаження в розтягнутій арматурі напруження досягають межі плинності, після чого руйнується стиснута зона бетону. При цьому дотримується умова  $\zeta \leq \zeta_R$ .

При малих ексцентриситетах (випадок 2) стискаюча сила знаходиться недалеко від центру ваги перерізу, більша частина перерізу стиснута. Руйнування елемента настає внаслідок вичерпання несучої здатності стиснутої зони бетону і стиснутої арматури. Розтягнута арматура  $A_s$  в цьому випадку недовантажена і може бути або розтягнута, або стиснута (рис.4.1, б).

При руйнуванні елементів у випадку 1 напруження в розтягнутій арматурі  $A_s$  приймають рівними  $R_s$ , а при руйнуванні по випадку 2  $\sigma_s < R_s$ , а якщо в цій арматурі стиск, то  $\sigma_s = R_{sc}$ .

Зовнішній момент в обох випадках приймають рівним  $M = Ne$ , де  $e$  – відстань від  $N$  до розтягнутої (найбільш віддаленої) арматури.

Міцність елемента визначають з порівняння зовнішнього і внутрішнього згинальних моментів щодо центру ваги розтягнутої арматури  $A_s$ :

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.5)$$

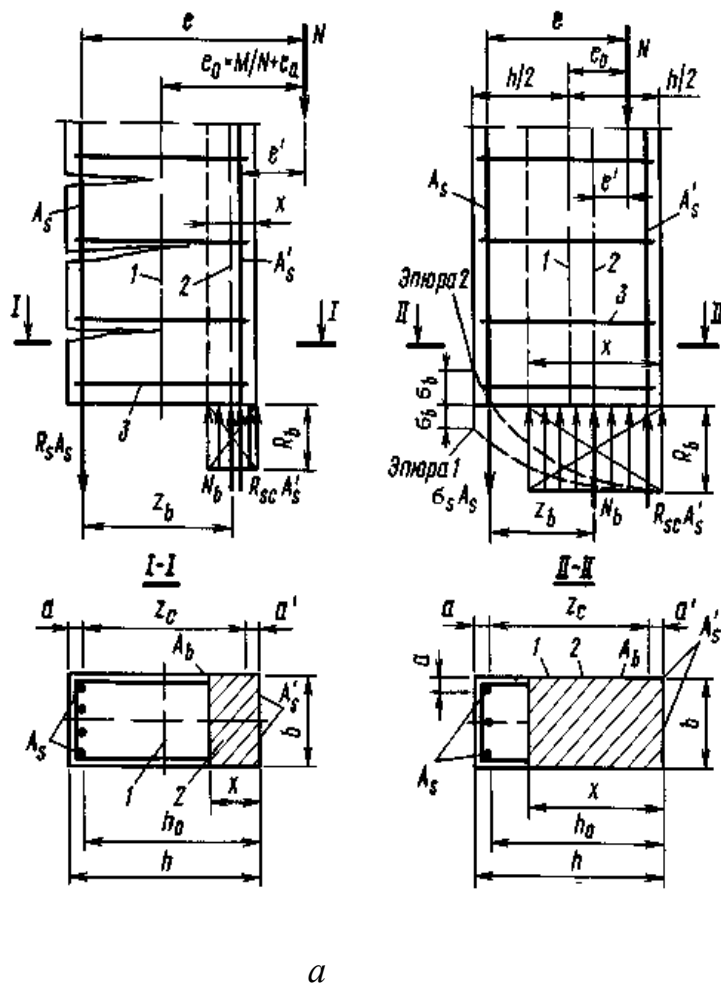


Рис. 4.1 Схема розрахункових зусиль у позацентровано стиснутих елементах:

*a* – випадок великих ексцентриситетів; *б* – випадок малих ексцентриситетів

Висоту стиснутої зони  $x$  визначають з умови рівноваги всіх поздовжніх сил на вісь  $y$ -ів:

для випадку 1

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s, \quad (4.6)$$

для випадку 2

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s. \quad (4.7)$$

Значення  $\sigma_s$  у формулі (4.7) визначають за залежністю

$$\sigma_s = \left[ \frac{2(1-\xi)}{1-\xi_R} - 1 \right] R_s. \quad (4.8)$$

Формулою (4.8) можна користуватися, якщо клас бетону розрахункового елемента В30 і менше, а клас арматури А240С, А300С, А400С. Для випадку 2 висоту стиснутої зони  $x$  знаходять методом послідовних наближень, задаючи на

першому етапі  $\xi = 0,75$ . Потім з (4.7) визначають  $x$ , обчисливши за (4.8) величину  $\sigma_s$ :

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + \sigma_s A_s}{R_b b}. \quad (4.9)$$

Наступним наближенням уточнюється  $\xi$  і  $\sigma_s$ .

Для позацентрово стиснутих елементів важливо враховувати гнучкість елемента, що визначається за допомогою коефіцієнта  $\eta$ .

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a. \quad (4.10)$$

Параметр  $\eta$  норми рекомендують визначати за формулою

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}. \quad (4.11)$$

Значення критичної сили  $N_{cr}$  знаходять за формулою

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e/\varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (4.12)$$

де  $l_0$  – розрахункова довжина елемента;

$I_b$  – момент інерції бетонного перерізу;

$\varphi_l = 1 + \beta M_l/M$  ;  $M_l$  – тривала складова загального моменту  $M$ ;  $\beta =$

1 для важких бетонів;

$\delta_e = e_0/h$  ; але не менше  $\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_0}{h} - 0,01 R_b$ ;  $R_b$  у МПа;

$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_0}{h}$  – тільки для попередньо напружених елементів;

$\alpha I_s$  – приведений момент інерції арматури, що обчислюється щодо центру ваги бетонного перерізу.

**Приклад 4.1** На заданий переріз розміром 40x60 см діє момент  $M=120$  кНм і поздовжня сила  $N=800$  кН. Довжина елемента  $l_0=10$  м. Клас

бетону В20, арматура А400С. Потрібно підібрати площу стиснутої і розтягнутої арматур (рис.4.2).

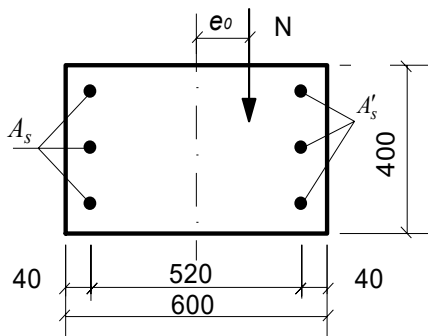


Рис.4.2 Параметри розрахункового перерізу

Вирішення починають з визначення гнучкості  $\lambda = l_0/i$ .

Радіус інерції для прямокутного перерізу

$$i = \sqrt{h^2/12}; \quad i = \sqrt{60^2/12} = 17,32 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{1000}{17,32} = 57,73; \quad \lambda > 14, \text{ тому в}$$

розрахунку необхідне врахування гнучкості.

Величина ексцентриситету  $e_0 = M/N = 120/800$

$$= 0,15\text{м} = 15 \text{ см}.$$

Далі потрібно визначити параметр  $\eta$ , що, у свою чергу, залежить від величини  $N_{cr}$ .

Визначимо допоміжні параметри, що входять у формулу для  $N_{cr}$ . Виділимо в зовнішніх зусиллях  $M$  и  $N$  частки тривалого і нетривалого навантаження:

$$N_l = 300 \text{ кН}. \quad N_{nl} = 500 \text{ кН};$$

$$M_l = 50 \text{ кНм}. \quad M_{nl} = 70 \text{ кНм}.$$

Обчислимо параметр  $\varphi_l$  за формулою  $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{nl}}{M_l}$ ;  $M_{nl}$  – момент щодо

осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури;  $M_{nl} = M_l + N_l(h/2 - a)$ ;  $M_l$  – момент щодо тієї ж осі, але від усього навантаження.

$$M_{nl} = 50 + 300 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right) = 128 \text{ кНм};$$

$$M_l = 120 + 800 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right) = 328 \text{ кНм}.$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \frac{128}{328} = 1,39; \quad \beta = 1 \text{ для важких бетонів};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{15}{60} = 0,25; \quad \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{10}{0,6} - 0,01 \cdot 20 = 0,134.$$

Для подальших розрахунків приймаємо  $\delta_e = 0,25$ .

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7,41;$$

$$I_s = (\mu + \mu') b h_0 \left( \frac{h_0 - a'}{2} \right)^2.$$

Значення  $\mu$  і  $\mu'$  приймаємо попередньо рівними і залежними від гнучкості  $\lambda = 57,73$ ;  $\mu = \mu' = 0,002$ ;

$$I_s = (0,002 + 0,002) \cdot 40 \cdot 56 \left( \frac{56 - 4}{2} \right)^2 = 6057 \text{ см}^4;$$

$$\alpha I_s = 7,41 \cdot 6057 = 44882 \text{ см}^4;$$

$$I_b = b h^3 / 12 = 40 \cdot 60^3 / 12 = 7,2 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

$$N_{cr} = \frac{6,427 \cdot 10^2}{1000^2} \left[ \frac{7,2 \cdot 10^5}{1,39} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,25} + 0,1 \right) + 0,449 \cdot 10^5 \right] = 4484 \text{ кН}.$$

Визначаємо параметр  $\eta$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{800}{4484}} = 1,217.$$

Тепер можна обчислити значення ексцентриситету  $e$ :

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a = 15 \cdot 1,217 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 44,25 \text{ см};$$

Площу стиснутої арматури визначаємо за формулою

$$A'_s = \frac{Ne - A_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{800 \cdot 44,25 - 0,416 \cdot 1,15 \cdot 40 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} \leq 0;$$

$A_R = 0,416$  при  $\zeta_R = 0,59$ ; величину  $\zeta_R$  визначаємо за формулою (3.3).

Таким чином, стиснута арматура за розрахунком не потрібна, приймаємо її конструктивно  $2\text{Ø}16\text{A}400\text{C}$  ( $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$ ).

Розтягнута арматура може бути обчислена за допомогою формули

$$A_s = (\zeta R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s ;$$

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} ; \alpha_m = 0,204; \zeta \text{ за табл.3.1 дорівнює } 0,23.$$

$$A_s = (0,23 \cdot 1,15 \cdot 40 \cdot 56 - 800) / 36,5 + 4,02 \cdot 36,5 / 36,5 \leq 0 .$$

З розрахунку розтягнута арматура також не потрібна, приймаємо  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ .

Розглянемо варіант симетричного армування. Знаходимо значення  $x$  при  $A_s = A'_s$

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{800}{1,15 \cdot 40} = 17,39 \text{ см};$$

$$\xi \leq \xi_R \quad (17,39/56 < 0,59)$$

$$A_s = A'_s = \frac{N \left( e - h_0 + \frac{N}{2R_b b} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{800 \left( 46,475 - 56 + \frac{800}{2 \cdot 1,15 \cdot 40} \right)}{36,5(56 - 4)} \leq 0.$$

Тобто при симетричному армуванні арматура також з розрахунку не потрібна і встановлюється конструктивно.  $A_s = A'_s = 4,02 \text{ см}^2$ .  $2\text{Ø}16\text{A}400\text{C}$  з однієї сторони і  $2\text{Ø}16\text{A}400\text{C}$  з іншої. Перевіряємо відсоток армування

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,02}{40 \cdot 56} = 0,0018, \text{ практично } \mu = 0,002, \text{ що відповідає нормативним}$$

вимогам.

При розрахунку умовно центрально стиснутих елементів може бути отримано від'ємне значення площі арматури за формулою (4.3). У цьому випадку можна зменшити переріз елемента або знизити клас бетону. У будь-якому разі приймаємо мінімальний діаметр поздовжньої арматури 16 мм, клас арматури А300С або А400С. Поперечну арматуру встановлюємо з кроком  $s=20d$  (для зварених каркасів) і  $s=15d$  (для в'язаних каркасів), діаметр 6-10 мм А240С. Для даного прикладу  $s=20 \cdot 16=320$  мм, тобто крок поперечної арматури дорівнює 300 мм (кратне 50 мм). Крок поперечної арматури не повинен перевищувати ширини колони (для даного прикладу  $s_{max}=400$  мм при будь-якому діаметрі поздовжньої арматури).

### 4.3. Конструктивні особливості стиснутих елементів

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12–40 мм, для збірних конструкцій мінімальний діаметр арматури повинен бути не менше 16 мм. Клас арматури приймаємо А300С, А400С, в окремих випадках А500С. Поперечну арматуру виконують з сталі класу А240С і Вр-І. Діаметр поперечної арматури не менше 5 мм, приймається в межах  $0,25d_{\text{прод}}$ , найчастіше діаметр поперечної арматури 6-8 мм. Поздовжні стержні встановлюють з кроком не більше 400 мм. Тому, якщо з розрахунку досить установити два стержні по одній грані при її ширині 500 мм, то за конструктивними вимогами між ними повинен бути встановлений ще один стержень діаметром 12-16 мм. Мінімальний захисний шар бетону повинен бути не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. Поперечна арматура встановлюється з урахуванням умов зварювання різних діаметрів. Вимоги по співвідношенню діаметрів, що зварюються, викладені в спеціальних інструктивних матеріалах. Не рекомендується зварювати діаметри 3, 4, 5 мм з діаметрами 16, 20, 25 мм унаслідок перепалу поперечної арматури.

Насичення поперечного перерізу стиснутих елементів поздовжньою арматурою оцінюють коефіцієнтом (чи відсотком) армування  $\mu$  ( $\mu$  у %). В елементах з випадковим ексцентриситетом  $\mu = (A_s + A'_s)/bh$ , а в елементах з розрахунковим ексцентриситетом встановлюють два значення  $\mu$ : для розтягнутої зони –  $\mu = A_s /bh_0$  і для стиснутої зони –  $\mu' = A'_s /bh_0$ . Оптимальним відсотком армування вважається  $\mu=1\div 2\%$ . Мінімальний встановлюється залежно від гнучкості елемента. При гнучкості  $\lambda < 17$   $\mu_{\text{min}} = 0,05\%$  (для  $A_s$  і  $A'_s$ ), при гнучкості  $17 \leq \lambda \leq 35$   $\mu_{\text{min}} = 0,1\%$ , при гнучкості  $35 \leq \lambda \leq 83$   $\mu_{\text{min}} = 0,2\%$ , при гнучкості  $\lambda > 83$   $\mu_{\text{min}} = 0,25\%$ . Рекомендується максимальне значення  $\mu = 3\%$ ; більший відсоток армування допускається тільки при відповідному обґрунтуванні.

При загальному насиченні елемента поздовжньою арматурою більш 3% крок хомутів приймають не більше 300 мм і  $10d$ . При призначенні кроку

хомутів конструктивні поздовжні стержні діаметром 12 мм до уваги не приймають.

Позацентриво стиснуті елементи виконують з бетону класу В15 і вище (включаючи стояки рам, окремі колони і розпірки), важко навантажені колони з  $N \geq 2000$  кН повинні виготовлятися з бетону класу не нижче В25. Якщо колони виконують монолітними і висота будинку не перевищує трьох поверхів, то для робочої поздовжньої арматури може прийматися арматура діаметром 12 мм. Мінімальний переріз колон повинен бути не менше 250х250 мм. Великі розміри приймають з градацією 50 мм, 100 мм, тобто 300х300; 350х350; 350х400; 400х400; 400х600; 500х500; 500х600, 500х800 і т.д.

### **Контрольні запитання для самоперевірки**

1. Які види стиску можуть зустрічатися при експлуатації залізобетонних конструкцій?
2. У чому полягає методика розрахунку умовно центрально стиснутих елементів?
3. Охарактеризуйте випадок позацентрального стиску з великими ексцентриситетами.
4. Охарактеризуйте випадок позацентрального стиску з малими ексцентриситетами.
5. Як записується умова міцності для позацентрально стиснутих елементів, які працюють по першому і другому випадках позацентрального стиску?
6. У чому полягає методика підбору арматури для позацентрально стиснутих елементів?
7. Як враховується гнучкість при розрахунку позацентрально стиснутих елементів?
8. Конструктивні особливості в установці арматури для стиснутих елементів.

## РОЗДІЛ 5. ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Крім розрахунків на міцність, стійкість і витривалість (що відноситься до розрахунків за I групою граничних станів), залізобетонні конструкції повинні перевірятися ще за величиною своєї деформативності (прогини, кути повороту, вигини) та тріщиноутворенню (що відноситься до розрахунків за II групою граничних станів).

Не можна нормально експлуатувати залізобетонний елемент, якщо в ньому з'являються значні прогини чи виникають і надмірно розкриваються тріщини. Тому виконують окремі спеціальні розрахунки, що оцінюють придатність залізобетонних конструкцій до нормальної експлуатації в різних умовах.

### 5.1. Тріщиноутворення та методика визначення ширини тріщин

При роботі під навантаженням у залізобетонних конструкціях можуть виникати різноманітні тріщини, в процесі розвитку яких суттєво підвищується деформативність елементів, виникає небезпека корозії арматури, знижується довговічність конструкцій. Під тріщиностійкістю залізобетонних конструкцій розуміють їхній опір утворенню і розкриттю тріщин.

Існує три категорії тріщиностійкості залізобетонних конструкцій. Перша категорія не допускає появи тріщин. До цієї категорії належать конструкції, що сприймають високі тиски рідини і газу (труби, резервуари, відстійники, гідротехнічні споруди). Сюди ж відносяться конструкції, що працюють у сильно агресивному середовищі чи в умовах підвищених вібраційних навантажень з інтенсивним зволоженням. Друга категорія допускає обмежене за шириною нетривале розкриття тріщин шириною  $a_{cre} \leq 0,2$  мм за умови

забезпечення їхнього наступного надійного закриття (затиснення). До цієї категорії відноситься більшість попередньо напружених залізобетонних конструкцій, що мають у вигляді основної робочої арматури класи В-II, Вр-II, К-7, К-19. До другої категорії належать залізобетонні конструкції, що знаходяться в ґрунті при змінному рівні ґрунтових вод, а також конструкції, експлуатовані в агресивних середовищах несильного прояву та ін. Третя категорія допускає утворення і розкриття тріщин, тобто експлуатацію залізобетонних конструкцій з тріщинами. При цьому максимальна ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати 0,3-0,4 мм. До цієї категорії відноситься більшість звичайних залізобетонних конструкцій (балки, плити перекриття, колони, рами та ін.).

При розрахунку на тріщиностійкість розрахункові навантаження приймаються по-різному. Так, для конструкцій I категорії тріщиностійкості розрахункові навантаження приймаються з коефіцієнтом надійності  $\gamma_f > 1$  (як при розрахунку на міцність), для конструкцій II категорії для визначення появи тріщин використовують  $\gamma_f = 1$ . В елементах III категорії тріщиностійкості завжди приймаються нормативні навантаження, тобто  $\gamma_f = 1$ .

Розрізняють тривале і нетривале розкриття тріщин. Під нетривалим розкриттям тріщин слід розуміти їхнє розкриття при спільній дії постійних, тривалих і короточасних навантажень, під тривалим розкриттям – тільки від постійних і тривалих, без урахування короточасних навантажень.

Експериментальні дослідження показують, що тріщини в бетоні утворюються в результаті вичерпання бетоном міцності на розтяг  $R_{bt}$  при порівняно невеликих деформаціях на розтяг  $\xi_{bb,u} = (0,15 \div 0,20) \cdot 10^{-3}$ , чому відповідає мінімальне значення напруження в арматурі (при модулі пружності арматури  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа) всього лише 30÷40 МПа. Для підвищення тріщиностійкості залізобетонних конструкцій слід застосовувати арматуру, яка попередньо напружується, що стискає бетон, високих класів: А-IV (А500С), А-V (А550С), А-VI (А600С), дротову арматуру – В-II, Вр-II, канатну К-7, К-19. Якщо застосовується звичайна арматура класів А-I (А240С), А-II (А300С), А-III

(А400С), то такі конструкції відповідають III категорії за тріщиностійкістю і допускають ширину розкриття тріщин 0,3-0,4 мм.

Умову тріщиностійкості записують у вигляді нерівності: зовнішнє зусилля не повинне перевищувати зусилля тріщиноутворення, тобто того зусилля, при якому може з'явитися тріщина. Аналітичний запис цієї умови має такий вигляд:

$$N \leq N_{crc} \quad \text{або} \quad M \leq M_{crc} . \quad (5.1)$$

Для похилих перерізів умова тріщиностійкості записується трохи інакше, тут порівнюються напруження, що розтягують бетон у заданому похилому перерізі, з величиною  $R_{bt}$ :

$$\sigma_{mt} \leq R_{bt,ser} . \quad (5.2)$$

У формулі (5.1)  $N_{crc}$  – зусилля в залізобетонному елементі при розтязі, при якому з'являється тріщина,  $M_{crc}$  – згинальний момент, при якому також з'являється тріщина.

Значення  $N_{crc}$  знаходять за формулою

$$N_{crc} = R_{bt,ser} A_b + 2\alpha A_s R_{bt,ser} , \quad (5.3)$$

де  $\alpha = E_s / E_b$ ;  $A_s$  – площа ненапруженої арматури.

Для попередньо напружених елементів:

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A_b + 2\alpha A_s + 2\alpha A_{sp}) + P , \quad (5.4)$$

де  $P$  – зусилля попереднього обтиснення, визначене за вказівками СНиП 2.03.01–84\* [7].

Для елементів, що згинаються, величина  $M_{crc}$  визначається за залежністю

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} . \quad (5.5)$$

У формулі (5.5)  $W_{pl}$  – пружнопластичний момент опору, він дорівнює величині  $W_{pl} = \gamma W_{red}$ ;  $\gamma = 1,75$  для прямокутних і таврових перерізів з полицею у стиснутій зоні;  $\gamma = 1,5$  для двотаврових перерізів;  $W_{red}$  – приведений момент опору для розглянутого перерізу;  $M_{rp}$  – ядровий момент обтиснення, визначений для попередньо напружених елементів щодо ядрової точки.

$$M_{rp} = P_0(e_{op} \pm r_{я}), \quad (5.6)$$

де  $P_0$  і  $e_{op}$  – зусилля попереднього обтиснення і його ексцентриситет щодо центру ваги перерізу;  $r_{я}$  – відстань від центру ваги до ядрової точки:

$$r_{я} = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (5.7)$$

$\varphi$  – коригувальний коефіцієнт  $0,7 \leq \varphi \leq 1$ ;  $W_{red}$ ,  $A_{red}$  – приведені геометричні характеристики перерізу.

Знак “+” у формулі (5.6) відповідає стискаючому зусиллю  $P$  в розтягнутій зоні, знак “–” – зусиллю, що розтягує. Знак “+” у формулі (5.5) відповідає протилежним напрямкам зовнішнього моменту і моменту від обтиснення.

Ширина розкриття тріщин залежить від цілого ряду факторів і визначається в основному за емпіричними формулами, що мають тільки експериментальне обґрунтування. Розрахунок по розкриттю тріщин проводять після перевірки умови тріщиностійкості. Якщо тріщини в перерізі утворюються, то необхідно перевірити розрахунком ширину їхнього розкриття.

Ширина розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, являє собою різницю подовжень арматури і розтягнутого бетону на ділянці між тріщинами довжиною  $l_{crc}$ , тобто

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} - \varepsilon_{btm} l_{crc},$$

величиною  $\varepsilon_{btm}$ , як правило, зневажають як дуже малою. Тоді

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc}, \text{ де } \varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s.$$

Параметр  $\psi_s$  характеризує відношення середніх деформацій в арматурі на ділянці між тріщинами до повної деформації арматури в тріщині.

Найбільш складним завданням є визначення  $l_{crc}$ . Щоб спростити це завдання, норми в новій редакції рекомендують визначати ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, за формулою [12,13]:

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d, \quad (5.8)$$

де  $\varphi_l = 1$  для короткочасних навантажень,  $\varphi_l = 1,6 - 15\mu$  для тривало діючих навантажень,  $\mu = A_s / A_{bt}$ ;  $\varphi_l = 1,5 \div 2,5$  для дрібнозернистих і легких бетонів;

$\eta = 1$  (арматура періодичного профілю),  $\eta = 1,3$  (арматура гладкого профілю);  $\eta = 1,2$  (арматура дротова і канатна).

Параметр  $\delta$  обчислюють за формулою

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)}, \quad (5.9)$$

$\varphi_d = 1$ , якщо  $d \leq 10$  мм;  $\varphi_d = 1,4$ , якщо  $d \leq 22$  мм;  $\varphi_d = 1,6$  при  $d \leq 32$  мм;  $\mu$  – коефіцієнт відношення площі розтягнутої арматури  $A_s$  до площі розтягнутої зони бетону  $A_{bt}$ ;  $\alpha = E_s/E_b$ .

Величину  $\lambda$  обчислюють:

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^w} \right) \leq 1,45, \quad (5.10)$$

де  $w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta}$ ; параметр  $\sigma_s$  характеризує величину напружень в арматурі крайнього ряду (нижнього):

$$\text{при згині} \quad \sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s \cdot z}, \quad (5.11)$$

$z$  – відстань від центру ваги площі розтягнутої арматури  $S$  до рівнодіючої всіх зусиль у стиснутій зоні перерізу над тріщиною (див. далі формулу (5.15) або (5.23));  $P$  – зусилля попереднього обтиснення; для звичайних залізобетонних конструкцій  $P=0$ ;  $e_{sp}$  – відстань від зусилля  $P$  до попередньо напруженої арматури.

У формулі (5.8)  $d$  – діаметр основної робочої арматури (в мм). Ширину розкриття похилих тріщин визначають у двох рівнях – на рівні поперечної арматури, тобто приблизно в середній частині висоти перерізу балки і на рівні нижньої поздовжньої арматури. Формули для обчислення цих величин аналогічні формулі (5.8), розходження полягає тільки в обчисленні напружень у хомутах і в поздовжній арматурі.

Крім розрахунків на ширину розкриття тріщин виконують розрахунки і на закриття тріщин. Цей вид розрахунків особливо необхідний для елементів другої категорії тріщиностійкості.

Умова забезпечення закриття тріщин вважається виконаною, якщо при тривало діючих навантаженнях у перерізі елемента зберігається обтиснення

бетону  $\sigma_{bp}$  (для попередньо напружених конструкцій) інтенсивністю не менш 0,5 МПа, а напруження, що розтягують попередньо напружену арматуру при нормативних навантаженнях, обмежені значеннями, що відповідають межі пружності.

У згинальних та позацентрово стиснутих елементах тріщини вважаються надійно закритими, якщо при дії постійних і тривалих нормативних навантажень обтиснення бетону відповідає умові

$$\sigma_b = \frac{P(e_{op} + r) - M_r}{W_{red}} \geq 0,5 \text{ МПа}, \quad (5.12)$$

де  $M_r$  – момент зовнішніх сил щодо осі, що проходить через ядрову точку  $r$ ; для елементів, що згинаються,  $M = Mr$ ; для позацентрово стиснутих  $Mr = N(e_0 - r)$ ;  $W_{red}$  – приведений момент опору.

Для робочої арматури при дії постійних, тривалих і короточасних навантажень, але при  $\gamma_f = 1$ , напруження повинні бути такими, щоб не відбувалося незворотних деформацій. Це забезпечується спеціальною умовою:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}, \quad (5.13)$$

де  $\sigma_{sp}$  – попереднє напруження в арматурі з урахуванням усіх втрат;  $\sigma_s$  – збільшення напружень в арматурі від дії зовнішніх навантажень, обчислене за формулою (5.11) для елементів, що згинаються, для позацентрово стиснутих:

$$\sigma_s = \frac{N(e_s - z) - P(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s) \cdot z}. \quad (5.14)$$

Для звичайних елементів без попереднього напруження розрахунок на закриття тріщин не виконується, тому що вони можуть експлуатуватися з наявністю тріщин.

Значення величини  $z$  обчислюють за формулою згідно із СНиП 2.03.01-84\*:

$$z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]; \quad (5.15)$$

для таврових і прямокутних перерізів  $\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{\nu} A_s}{bh_0}$ ; величина  $\xi = x/h_0$  може бути обчислена за формулою (5.25). Для позацентрово стиснутих елементів значення  $z$  повинне прийматися не більше  $0,97e_{s,tot}$ ; для позацентрово розтягнутих елементів при  $e_{s,tot} \leq 0,8h_0$  у формулі (5.14)  $z = z_s$ , де  $z_s$  – відстань між центрами ваги арматур  $S$  і  $S'$ .

## 5.2. Визначення прогинів елементів, що згинаються

Однією з головних деформативних характеристик залізобетонних елементів, що згинаються, є величина прогину  $f$ . Залежно від цієї величини визначається ступінь придатності конструкції до нормальної експлуатації, тобто встановлюється можливість конструкції задовольняти заданим технологічним вимогам (підкранові балки, плити перекриття для високоточних верстатів, пролітні будівлі мостів і т.п.), а також естетичним вимогам для конструктивних елементів цивільних і промислових будівель.

Значення гранично припустимих прогинів наведені в табл.5.1 (згідно із ДБН В.2.2.1-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування)

Таблиця 5.1

### Гранично допустимі прогини елементів

№ п/п	Елементи конструкцій	Гранично допустимі прогини $f$
1.	Підкранові балки при кранах: електричних ручних	$l / 600$ $l / 500$
2.	Елементи плоского перекриття (балки,	

	плити) і елементи покриття при прольотах $l$ у м: $l < 6$ $6 < l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l / 200$ $l / 250$ але не більш 3 см $l / 250$
3.	Перекрыття з ребристою стелею й елементи сходів при прольотах $l$ у м: $l < 5$ $5 < l \leq 10$ $l > 10$	$l / 200$ 2,5 см $l / 400$
4.	Навісні стінові панелі (із площини) при прольотах $l$ у м: $l < 6$ $6 < l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l / 200$ 3 см $l / 250$

Найзагальнішим методом для визначення величини прогинів є інтеграл Мора:

$$f = \int_0^l \frac{M\bar{M}}{EI} dx + \int_0^l \mu \frac{Q\bar{Q}}{GA} dx + \int_0^l \frac{N\bar{N}}{EA} dx . \quad (5.16)$$

Дана формула для найпростіших випадків спрощується і зводиться для елементів, що згинаються, до вигляду

$$f = s \frac{1}{r} l^2 , \quad (5.17)$$

де  $s$  – параметр виду силового впливу на елемент;  $\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$  – кривизна залізобетонного елемента;

$l$  – розрахунковий проліт елемента, для якого визначається прогин.

Основну складність в обчисленні прогину за формулою (5.17) становить визначення кривизни  $1/r$ . Для обчислення її потрібно враховувати відсутність чи наявність тріщин у залізобетонному елементі, характер і вид навантаження, тривалість дії навантажень, геометричні характеристики перерізу і цілий ряд додаткових параметрів.

На ділянках, де не утворюються тріщини, нормальні до поздовжньої осі елемента, повна величина кривизни згинальних, позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів визначається за формулою

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (5.18)$$

де  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  і  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  – кривизни відповідно від нетривалої і тривалої дії навантажень. Зусилля попереднього обтиснення  $P$  в цих кривизнах не враховують.

Значення даних кривизн можна визначити за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M\varphi_{b_2}}{\varphi_{b_1} E_b I_{red}}, \quad (5.19)$$

де  $M$  – момент від відповідного зовнішнього навантаження (короткочасної чи тривалої дії) щодо осі, нормальної до площини дії згинаючого моменту і минаючої через центр ваги приведенного перерізу;

$\varphi_{b_1}$  – коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону; для важкого, дрібнозернистого, легкого на щільному заповнювачі і чарункового бетонів  $\varphi_{b_1} = 0,85$ ; для легкого на пористому заповнювачі  $\varphi_{b_1} = 0,70$ ;  
 $\varphi_{b_2}$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості і приймається у відповідності до табл.5.2.

Таблиця 5.2

Тривалість дії навантаження	Коефіцієнт для конструкцій з важкого, легкого, поризованогоніздрюватого, дрібнозернистого (група А) при класі бетону		
	нижче В30	$30 \leq B \leq 50$	вище В50
1.Нетривале (короткочасна дія)	1	1	1

2. Тривала дія при вологості повітря			
W, %	4,0	3,4	2,9
а) нижче 40 (дуже сухо)	3,5	3,0	2,5
б) $40 \leq W \leq 60$	3,0	2,6	2,0
в) $60 \leq W \leq 80$	2,5	2,2	1,9
г) $80 \leq W \leq 100$			

Вологість повітря навколишнього середовища визначається як середня відносна вологість зовнішнього повітря найбільш жаркого місяця залежно від району будівництва чи як відносна вологість внутрішнього повітря приміщень опалювальних будинків.

Для дрібнозернистих бетонів (групи Б и В)  $\varphi_{b_2}$  необхідно коригувати відповідно коефіцієнтами 1,15 і 0,8.

Значення кривизни  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ , що характеризує вигин елемента від дії зусилля попереднього обтиснення  $P$ , визначається залежністю

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{Pe_{op}}{\varphi_{b_1} E_b I_{red}} [\varphi_s (\varphi_{b_2} - 1) + 1], \quad (5.20)$$

де  $P$  – зусилля попереднього обтиснення з урахуванням тільки перших втрат;

$\varphi_s$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості й усадки бетону на величину зусилля попереднього обтиснення

$$\varphi_s = \frac{1}{e^{40\mu_{tot}}}, \quad (5.21)$$

де  $\mu_{tot}$  – коефіцієнт повного армування, прийнятий рівним відношенню площ перерізу арматури стиснутої ( $S'$ ) і розтягнутої ( $S$ ) до площі перерізу бетону.

На ділянках, де в розтягнутій зоні утворюються нормальні до поздовжньої осі елемента тріщини, кривизна згинальних, позацентрово стиснутих, а також позацентрово розтягнутих при  $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$  елементів прямокутного, таврового і двотаврового чи коробчатого перерізів повинна визначатися за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{zA_sE_s(h_0 - x)} - \frac{N_{tot}\psi_s}{A_sE_s(h_0 - x)}, \quad (5.22)$$

де  $M$  – момент зовнішніх сил, включаючи силу  $P$ , щодо центру ваги розтягнутої арматури  $S$ ;  
 $z$  – відстань від центру ваги площі перерізу арматури  $S$  до точки прикладання рівнодіючої зусиль у стиснутій зоні над тріщиною. Величину  $z$  обчислюють за формулою

$$z = \left( h_0 - \frac{x}{3} \right) \frac{\left( 1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5h'_f}{h_0 - \frac{x}{3}} \right)}{1 + \lambda}, \quad (5.23)$$

( $z \leq 0,97e_{s,tot}$  для позацентрово стиснутих елементів).

У цій формулі

$$\lambda = \frac{\left( 2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{bx}, \quad (5.24)$$

а величина  $x$  повинна визначатися за формулою

$$x = \varphi_\zeta (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0, \quad (5.25)$$

де

$$\varphi_\zeta = \beta \left\{ \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left( 1 + 0,5\varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f)}} - 1 \right\}. \quad (5.26)$$

У формулі (5.26) прийняті такі позначення:

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b_2}}{\psi_s \varphi_{b_1}}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu = \frac{A_s}{bh_0}; \quad b'_f \text{ і } h'_f - \text{ширина і висота стиснутої полиці в}$$

таврових перерізах; для прямокутних перерізів за формулою (5.24)  $\lambda = 0$ ;  $\psi_b$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього стиснутого волокна бетону на довжині ділянки з тріщинами, прийнятий рівним 0,9 для бетонів класів вище  $B > 7,5$ ; для легких бетонів і класів  $B < 7,5$   $\varphi_b = 0,7$ ;

$$\varphi_s = \frac{A'_s \cdot \psi_b}{A_s \cdot \psi_s}, \quad (5.27)$$

де  $\psi_s$  – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянках з тріщинами й обчислений за формулою

$$\varphi_s = 1,25 - \varphi_{l_s} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} \leq 1; \quad (5.28)$$

$\varphi_{l_s}$  – для нетривалої дії навантажень дорівнює 1, для тривалої дії дорівнює 0,8.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} \leq 1, \quad (5.29)$$

$M_r$  – момент зовнішніх сил щодо ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони;  $M_{rp}$  – момент зусилля попереднього обтиснення  $P$  щодо тієї ж ядрової точки. Додатними вважаються ті моменти, що викликають розтягання в розтягнутій арматурі  $S$ ;  $W_{pl}$  – пружно-пластичний момент опору, що може бути прийнятий для прямокутних і таврових перерізів з полицею у стиснутій зоні  $W_{pl} = 1,75 W_{red}$ ;

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}}, \quad (5.30)$$

де  $M$  – момент зовнішніх сил відповідно до формули (5.22);  $N_{tot}$  – рівнодіюча поздовжньої сили  $N$  і зусилля попереднього обтиснення  $P$  (при позацентровому розтяганні сила  $N$  приймається зі знаком “мінус”).

Коефіцієнти  $\varphi_f$  й  $\varphi_n$  у формулах (5.25) і (5.26) обчислюють за залежностями

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0}, \quad (5.31)$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{stot}}}. \quad (5.32)$$

Параметри  $\varphi_{b_1}$  і  $\varphi_{b_2}$ , що входять до формули для  $\beta$ , слід приймати за рекомендаціями для формули (5.19).

У формулі (5.32)  $y$  – відстань від центру ваги приведенного перерізу до центру ваги площі перерізу розтягнутої арматури  $S$  (основної робочої);  $r$  – відстань від центру ваги приведенного перерізу до ядрової точки: див. формулу (5.7). У формулі (5.32) верхній знак приймається при стискаючому зусиллі  $N$ .

Для елементів, що згинаються, без попереднього напруження арматури у формулі (5.28) останній доданок правої частини можна приймати рівним нулю.

Рекомендується для визначення загальної кривизни елементів із тріщинами починати розрахунок з обчислення коефіцієнта  $\psi_s$ , потім визначаються коефіцієнти  $\varphi_f$ ,  $\varphi_n$  та всі інші параметри.

Повна кривизна  $1/r$  для ділянки з тріщинами в розтягнутій зоні повинна обчислюватися в такій послідовності:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (5.33)$$

де  $(1/r)_1$  – кривизна від нетривалої дії всього навантаження;  
 $(1/r)_2$  – кривизна від нетривалої дії тільки постійних і тривалих навантажень;  
 $(1/r)_3$  – кривизна від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Кривизни  $(1/r)_1$  і  $(1/r)_2$ , обчислюють при значеннях  $\varphi_{b_2}$  і  $\psi_s$  та інших параметрів, що відповідають нетривалій дії навантажень;  $(1/r)_3$  – при  $\varphi_{b_2}$  й  $\psi_s$  та інших параметрів, що відповідають тривалій дії навантажень.

Значення величини  $s$ , що входить у формулу (5.17), можуть бути прийняті такі: для рівномірно розподіленого навантаження і вільно опертої балки  $s = 5/48$ , при зосередженому навантаженні посередині прольоту  $s = 1/12$ , при наявності зосереджених моментів по кінцях балки  $s = 1/8$ .

В останніх нормативних документах [12, 13] рекомендується визначати крім прогинів залізобетонних конструкцій ще їхні поздовжні деформації у відносному значенні. Так, на ділянках, де утворюються тріщини, повна величина відносних деформацій (подовження чи укорочення) у поздовжньому напрямку визначається за формулою

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad (5.34)$$

де  $\varepsilon_1$  і  $\varepsilon_2$  – відносні деформації від навантажень нетривалої і тривалої дії;

$$\varepsilon_1(\varepsilon_2) = \frac{\varphi_{b_2}}{\varphi_{b_1} E_b} \left( \pm \frac{N}{A_{red}} + \frac{M_y}{I_{red}} \right); \quad (5.35)$$

$\varepsilon_3$  – відносні деформації в напрямку поздовжньої осі від зусилля попереднього обтиснення  $P$  з урахуванням тільки перших втрат:

$$\varepsilon_3 = \frac{\varphi_s(\varphi_{b_2} - 1) + 1}{\varphi_{b_1} E_b} \left( \frac{P}{A_{red}} - \frac{P_{e_{op}}}{I_{red}} y \right). \quad (5.36)$$

Значення параметрів, що входять у формули (5.35), (5.36), можна визначати за вищенаведеними формулами.

На ділянках, де утворюються тріщини, відносні деформації можуть обчислюватися за формулою

$$\varepsilon = \left( \frac{M \psi_s}{z A_s E_s} - \frac{N_{tot} \psi_s}{A_s E_s} \right) \left( \frac{y_s}{h_0 - x} - 1 \right), \quad (5.37)$$

де  $y_s$  – відстань від розглянутого волокна до арматури  $S$ , інші параметри наведені вище.

Укорочення чи подовження на рівні розглянутого волокна повинне визначатися за формулою (при розбивці всієї довжини на  $n$  ділянок)

$$\Delta_l = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{0i} \cdot l_i, \quad (5.38)$$

де  $\varepsilon_{0i}$  – відносні поздовжні деформації в перерізі, розташованому посередині ділянки довжиною  $l_i$ .

Для кутів поворотів залізобетонних елементів існуючі нормативні документи поки що не дають певних математичних залежностей.

### **Контрольні питання для самоперевірки**

1. Що містить у собі розрахунок залізобетонних конструкцій за II групою граничних станів?
2. Які існують категорії тріщиностійкості залізобетонних елементів?
3. Як записується умова тріщиностійкості для центрально розтягнутих елементів і для тих, що згинаються?
4. Як визначається ширина розкриття тріщин, від чого вона залежить?
5. Як виконується розрахунок на закриття тріщин?
6. Прогини, що допускаються, для окремих залізобетонних конструкцій.
7. У чому полягає методика обчислення прогинів для залізобетонних конструкцій без тріщин?
8. У чому полягає методика обчислення прогинів для залізобетонних конструкцій з тріщинами?
9. Охарактеризуйте параметр  $\psi_s$  і його призначення.
10. Як враховується в розрахунках прогинів вплив навантажень тривалої дії?
11. Як впливає на значення прогинів попереднє напруження арматури?

## **РОЗДІЛ 6. ПЛОСКІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ**

### **6.1. Класифікація плоских перекриттів**

Плоскі перекриття - горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку. Поряд з плоскими перекриттями у житлових і промислових будівлях та спорудах, можуть застосовуватися склепіння, абочні, мембранні, структурні конструкції простої або складної форми та інші. Однак плоскі залізобетонні перекриття одержали найбільше поширення завдяки їх простоті, економічності, вогнестійкості, довговічності, гігієнічності.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття розділяють на два основні типи: *балочні (або ребристі)* і *безбалочні*. Балочні або ребристі перекриття складаються з балок, розташованих в одному чи двох напрямках і обпертих на них плит. У безбалочних перекриттях плити опираються безпосередньо на колони через спеціальні конструктивні елементи у вигляді перевернутих зрізаних пірамід, розташованих над колонами. Ці елементи називають *капітелями*. Плити можуть опиратися на колони і без капітелей при використанні безригельних каркасів.

За способом виготовлення залізобетонні плоскі перекриття підрозділяють на *збірні, монолітні і збірно-монолітні*. Збірні перекриття дозволяють при відносній швидкості виготовлення перекривати значні прольоти. У монолітних конструкціях плити і балки працюють спільно, утворюючи нерозрізну міцну конструкцію. У збірно-монолітних перекриттях використовують в основному збірні плити, між якими замонолічуються окремі смуги уздовж плит. Таке рішення дозволяє підвищувати загальну жорсткість перекриттів і застосовується у районах з підвищеною сейсмічністю.

За схемою статичної роботи плити можуть працювати на згин в одному, або в двох напрямках. Якщо плита працює тільки в одному напрямку (в короткому), вона називається *балковою плитою*, якщо плита працює у двох напрямках (у довгому і короткому), тоді вона називається *контурною плитою* (обпертою по контуру). Умовно в розрахунковій практиці введені такі співвідношення: якщо  $l_2/l_1 \leq 2$ , тоді така плита вважається обпертою по контуру;  $l_2$  – велика сторона плити,  $l_1$  – менша сторона; якщо  $l_2/l_1 > 2$ , тоді така плита вважається балочною.

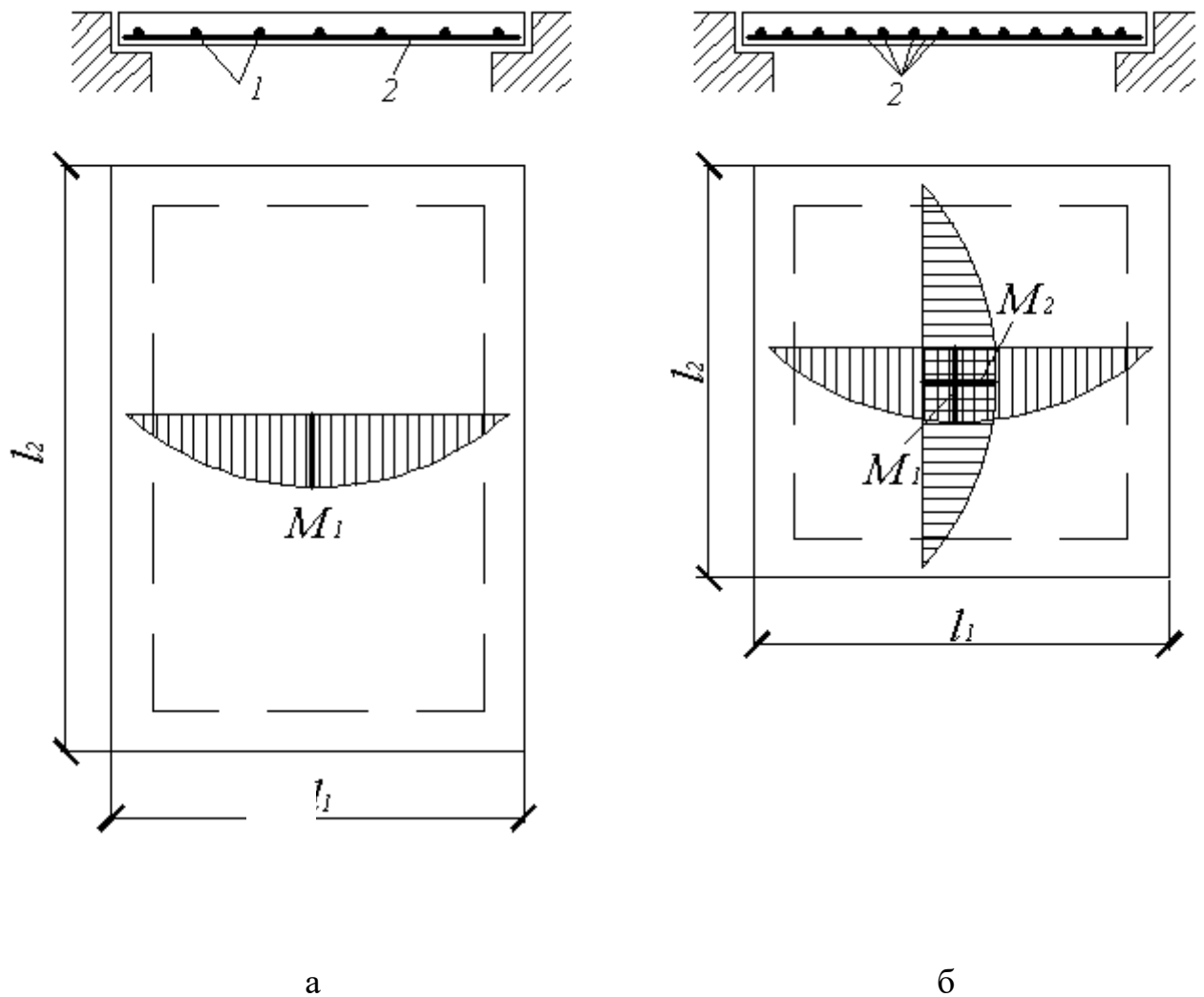


Рис.6.1 Схеми плит, що працюють на згин

а - балочна; б – обперта по контуру; 1- розподільна арматура;  
2- робоча арматура

Звідси і поділ плоских перекриттів на наступні види:

- 1) збірні й збірно-монолітні ребристі з балковими плитами;
- 2) монолітні ребристі з балковими плитами;
- 3) монолітні ребристі з плитами, обпертими по контуру;
- 4) безбалочні збірні, монолітні і збірно-монолітні перекриття.

З усіх існуючих плоских монолітних перекриттів розглянемо два їхні типи: балочні ребристі перекриття і безбалочні перекриття.

## 6.2. Балочні ребристі перекриття

**Склад перекриття і компоновка конструктивної схеми.** Схема перекриття в його монолітному варіанті наведена на рис.6.2. Воно складається з трьох основних елементів: головних балок (1), другорядних балок (2) і плити перекриття (3). Основною несучою конструкцією ребристого перекриття є головні балки, які спираються на колони або на стіни будівлі і сприймають навантаження від плити через другорядні балки. Конструктивні схеми перекриття (компоновка) відрізняються величиною прольотів або напрямом головних балок, які можуть бути розташовані в поперечному чи поздовжньому напрямках будівлі.

Орієнтація головних балок приймається в залежності від призначення будівлі, вимог освітлення, просторової жорсткості, вентиляції та технології виробництва. При розташуванні головних балок в поперечному напрямі будівлі її загальна жорсткість більше ніж у поздовжньому напрямі.

При поперечному розташуванні головних балок кількість прольотів може бути 3, 4, в окремих випадках 5, 6. Переважно розташовують головні балки в поперечному напрямку, тому що підвищується загальна жорсткість будівлі і зменшується утворення тінєвих мішків на стелях внутрішніх приміщень. Проліт головних балок 5...9 м, найбільш поширені прольоти 5,6-7,2 м. Висота перерізу  $1/8 - 1/12$  від прольоту. Ширина головних балок  $b = (0,3 - 0,4) h$ .

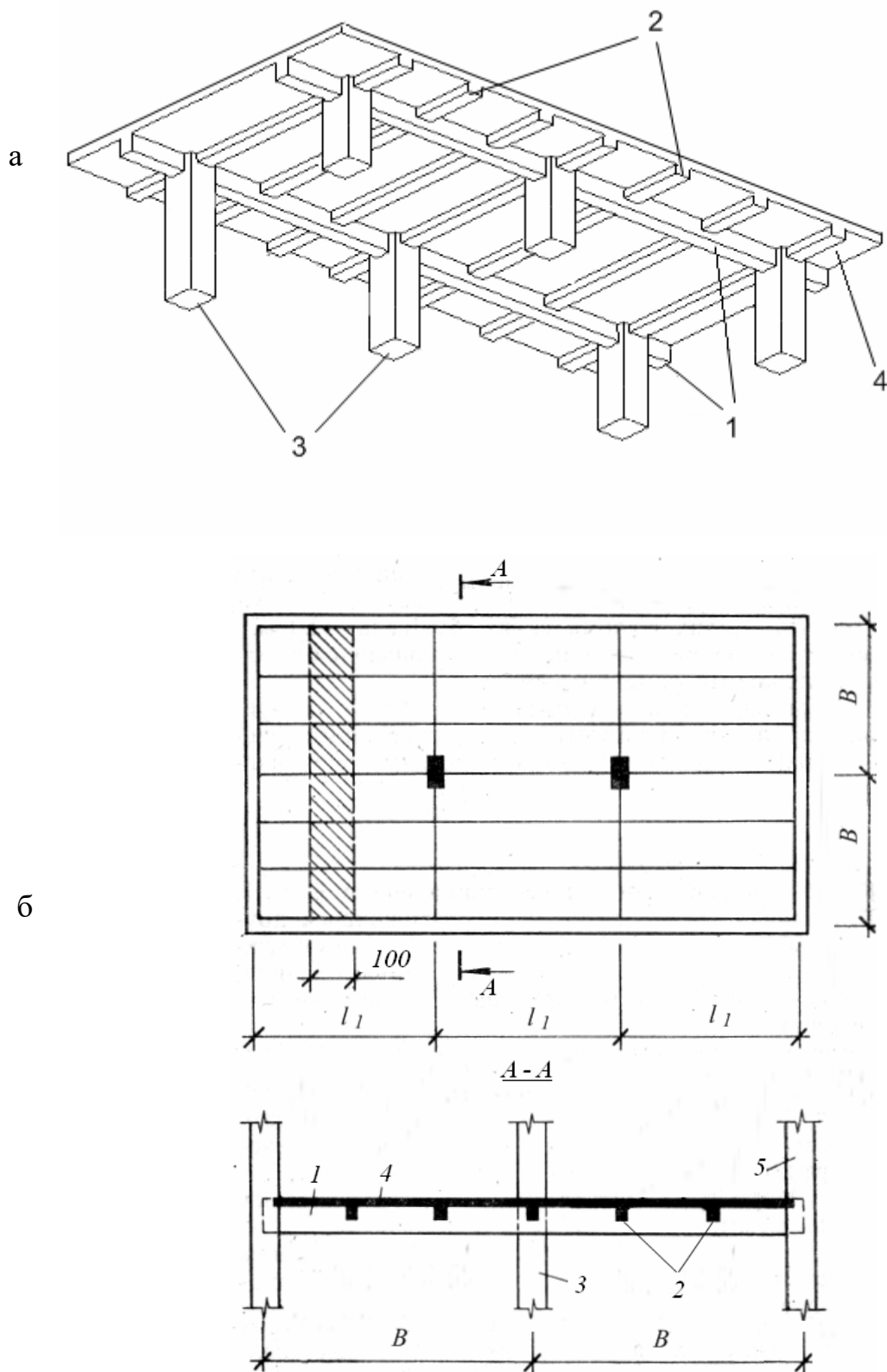


Рис.6.2 Монолітне ребристе перекриття  
з балковими плитами

*a* – зовнішній вигляд перекриття; *б* – схема монолітного перекриття; 1 – головні балки; 2 – другорядні балки; 3 – колони; 4 – плита .

Другорядні балки розташовуються перпендикулярно до головних. Прольоти другорядних балок  $l = 4-7$  м, найбільш поширені 4,2-6 м. Крок другорядних балок може прийматися  $b = 1,7-2,7$  м з градацією 100 мм. Висота перерізу  $1/12-1/20$  прольоту. Ширина перерізу другорядних балок дорівнює  $0,4-0,5$  висоти перерізу  $h$ . Кількість другорядних балок, що спираються на головні, повинна бути в межах двох-трьох на проліт головних балок. В окремих випадках їх може бути чотири. При більшій кількості знижуються техніко-економічні показники конструктивного рішення перекриття. Часте розташування другорядних балок обумовлює зменшення ширини віконних прорізів, а перехід до збільшених віконних прорізів вимагає використання перемичок з підвищеною несучою здатністю.

Величини крайніх прольотів плит другорядних і головних балок доцільно зменшити на 10-20 % по відношенню до середніх. В цьому випадку згинаючі моменти та поперечні сили в крайніх прольотах наближаються за величиною до розрахункових зусиль в середніх прольотах.

Розміри поперечного перерізу балок приймають з кратністю 5 см при  $h \leq 60$  см і з кратністю 10 см, при  $h > 60$  см.

Плита монолітно з'єднана з другорядними балками. Товщини плит у цивільних будівлях приймаються рівною 50-60 мм, у промислових і сільськогосподарських – 60-90 мм. Товщину плит виробничих будівель рекомендується попередньо призначати в залежності від змінного навантаження та прольоту. Мінімальну товщину плити  $h_f$  монолітного перекриття приймають 50-60 мм із умови технології бетонування плитних конструкцій.

При розрахунку монолітного ребристого перекриття передбачається, що рівномірно розподілене навантаження послідовно передається з плит на другорядні балки, а з другорядних на головні. Розрахунок усіх трьох елементів монолітного перекриття виконується як статично невизначених нерозрізних балок. При цьому є деякі особливості в розрахунку кожного елемента. Для розрахунку балочних плит перекриття збирають навантаження зі смуги

шириною 1 м, потім визначаються згинальні моменти. Для другорядних балок будується еюра моментів з урахуванням огинаючої еюри. Аналогічно знаходяться зусилля  $M$  та  $Q$  для головних балок (за допомогою довідкових таблиць).

Вибір напрямку головних і другорядних балок та їх прольотів приймають за архітектурними, конструктивними та техніко-економічними розрахунками.

**Розрахунок і армування монолітних плит.** Розрахунок виконують у два етапи: спочатку визначають розрахункову схему плити і знаходять згинальні моменти  $M$ , а при необхідності і поперечні сили  $Q$ ; потім визначають необхідну площу робочої арматури і задають спосіб армування.

Для розрахунку балкових плит з монолітного перекриття вирішують умовну смугу шириною 1 м, перпендикулярну до другорядних балок, які вважаються опорами. За розрахункову схему плити приймають багатопрольотну нерозрізну балку. За розрахункові прольоти цієї балки  $l_0$  приймають: для середніх прольотів - відстань у світлі між гранями другорядних балок, для крайніх прольотів, де опирання можливе на стіну будівлі, - відстань від грані другорядної балки до середини довжини опирання плити.

Навантаження на плиту  $q$  складається з постійного  $g$  (власна вага плити і підлоги) і змінного (корисного)  $p$ . При ширині смуги 1 м повне навантаження  $q=g+p$ , що прикладене на  $1\text{ м}^2$  плити, є одночасно і навантаженням на 1 пог. метр смуги.

Плити перекриття розраховують методом граничної рівноваги з урахуванням перерозподілу моментів. Прольотний і опорний моменти в першому прольоті складають (рис.6.3):

$$M_{np1} = \frac{ql_{01}^2}{11}; M_{on1} = \frac{ql_{01}^2}{11} . \quad (6.1)$$

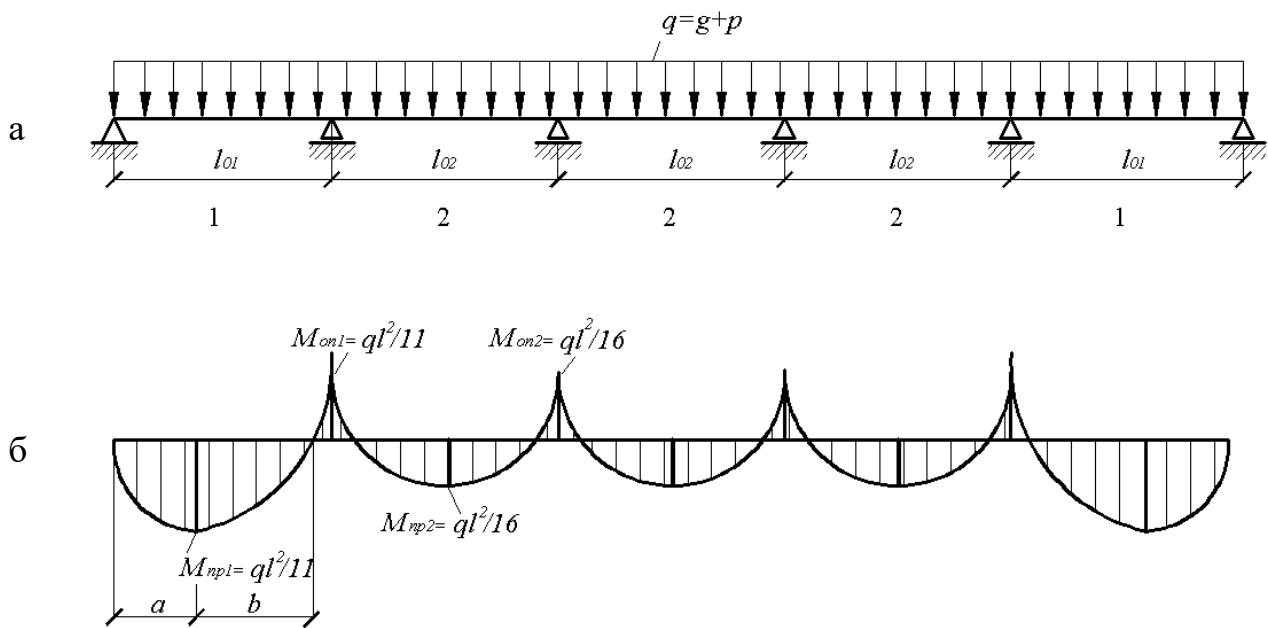


Рис.6.3 Розрахункова схема (а) і еюра згинальних моментів(б) балкової плити, визначених за методом граничної рівноваги

1 – крайні прольоти; 2- середні прольоти;  $a=0,414l_0$

У середніх прольотах і на середніх опорах моменти рівні

$$M_{np2} = M_{on2} = \frac{ql^2}{16}. \quad (6.2)$$

Формули (6.1) і (6.2) використовують у статичних розрахунках, якщо розміри прольотів однакові або відрізняються один від одного не більше ніж на 20%.

Розрахунок плит на поперечну силу, як правило, не виконують, тому що завдяки великій ширині плити міцність похилого перерізу забезпечена.

Площу перерізу робочої арматури плити при розрахунку різних перерізів (у прольотах і на опорах) визначають як для прямокутного елемента, що згинається, з одиночною арматурою шириною  $b = 100$  см і висотою  $h_f$ . Знаходять табличний параметр  $\alpha_m$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2}. \quad (6.3)$$

Далі за таблицями визначають коефіцієнт  $\zeta$  і обчислюють площу перерізу арматури  $A_s$ :

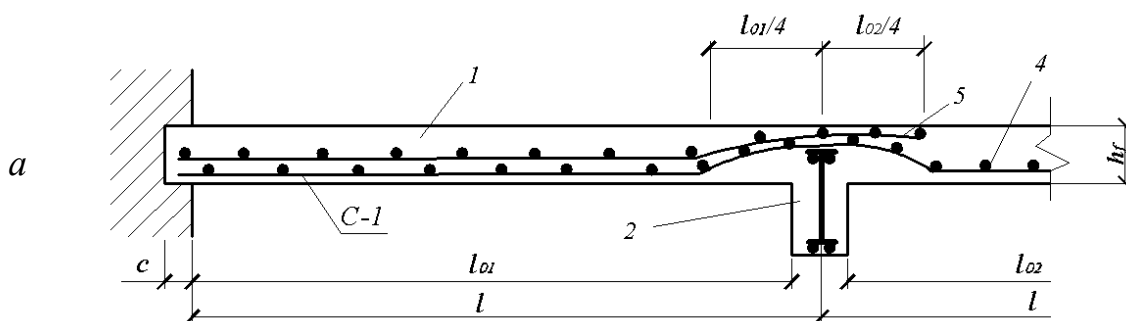
$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}. \quad (6.4)$$

Якщо прольоти відрізняються один від одного більше ніж на 20% або потрібно виконати розрахунок на розкриття тріщин у розтягнутих зонах, розрахунок плит ведуть за пружною схемою. У цьому випадку за розрахункові прольоти плит приймають відстань між осями другорядних балок або  $1,05l_0$  (при ширині балок більше  $0,05l_0$ , де  $l_0$  – проліт другорядної балки у світлі). Значення навантажень на плиту приймають дещо зменшеними (з урахуванням опору другорядної балки повороту):

$$q' = g + p/2, \quad (6.4)$$

де  $g$  і  $p$  – розрахункові значення постійного і змінного (тимчасового) навантажень.

Найбільш розповсюджені три способи армування плит: *безперервний*, *роздільний* і *окремими стержнями*. Перші два способи засновані на використанні зварних арматурних сіток заводського виготовлення.



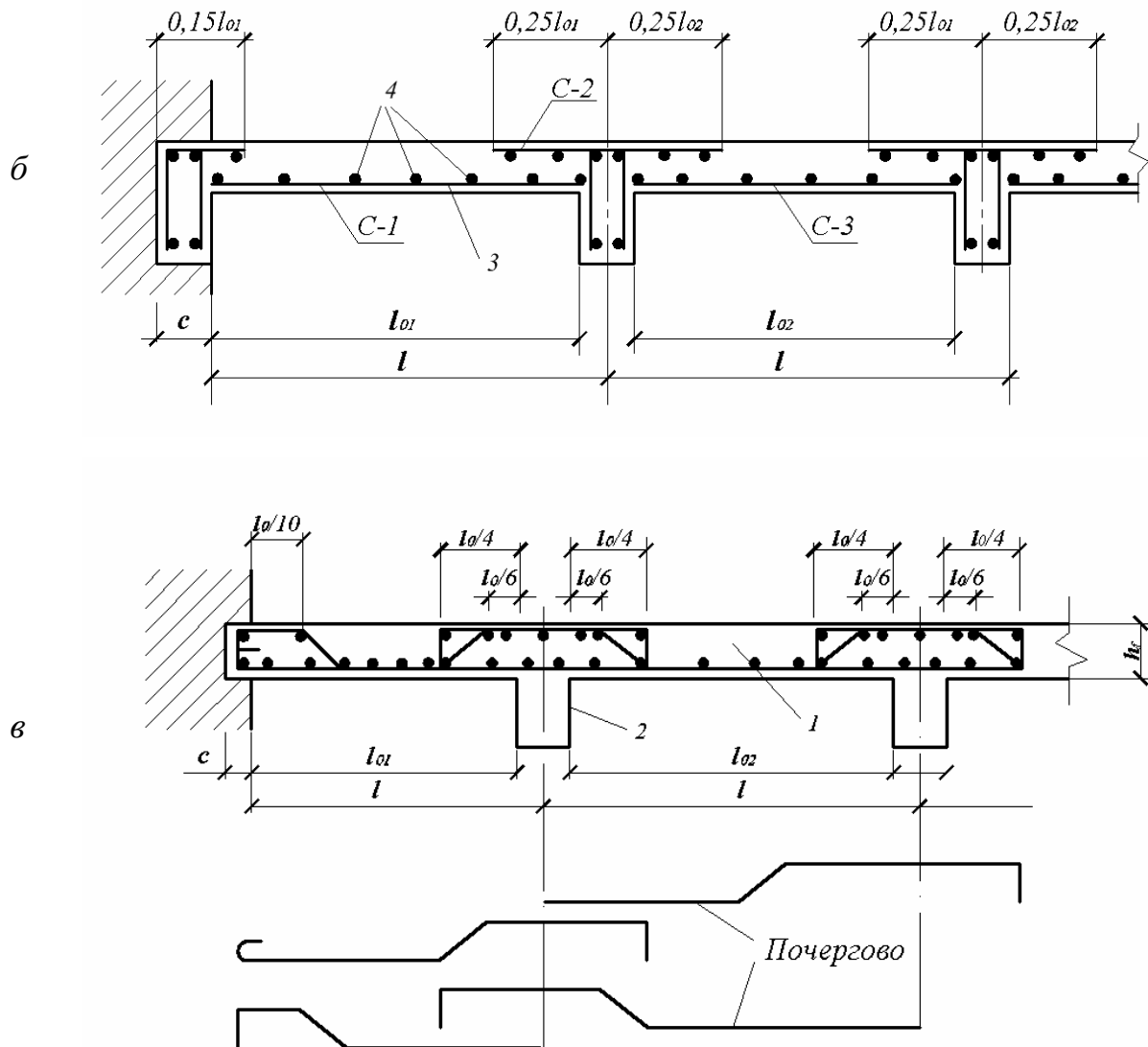


Рис.6.4 Армування балкових плит:

*а* – рулонними сітками (безперервний спосіб); *б* – плоскими сітками (роздільний); *в* – окремими стержнями; 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – робоча арматура; 4 – розподільна арматура; 5 – додаткові рулонні сітки або окремі стержні.

Безперервне армуванні (рис.6.4, *а*) здійснюють рулонними сітками робочі стержнів яких укладаються у напрямку, перпендикулярному до другорядних балок. Арматура робочих стержнів сіток діаметром не більше 5 мм класу Вр-І. У прольоті сітку розгортають і кріплять до опалубки цвяхами з підкладанням фіксаторів, а на опорах її укладають поверх арматури каркасів другорядних балок. У крайніх прольотах з підвищеними згинальними

моментами доцільно укласти другу додаткову рулонну сітку над основною. Головний перегин сітки з прольоту на опору здійснюють на відстані 0,25 прольоту плити від осі другорядної балки.

Роздільне армування (рис.6.3, б) застосовують при діаметрі робочої арматури більше 6 мм із сталі класу А-III (А-400С). Плоскі сітки укладають роздільно: в прольоті, де робоча арматура сіток призначена за розрахунком і на опорах. Виходячи з умов уніфікації, часто в прольотах і на опорах укладають сітки з однаковою робочою арматурою, але з різними розмірами. Існують стандартні рулонні і плоскі сітки, що випускаються заводами, і номенклатура їхня наведена у ГОСТах або ДСТУ. При проектуванні плит прагнуть використовувати існуючі стандартні сітки.

Армування плит окремими стержнями (рис.6.3, в) - трудомісткий вид робіт тому його, як правило, застосовують при невеликому обсязі робіт. Діаметр робочих стержнів приймають від 6 до 16 мм, в окремих випадках (при значних навантаженнях) цей діаметр може бути і більшим. Крок між робочими стержнями залежить від товщини плити. У плитах товщиною до 15 см крок стержнів приймають не більше 20 см, у плитах товщиною більше 15 см крок складає не більше  $1,5 h_f$ . Відповідно до епюри згинальних моментів частина пролітної арматури переводиться в опорну робочу за допомогою відгинів. Одночасно відгини сприймають розтягуючі зусилля від поперечної сили, їх виконують під кутом  $30^\circ$  чи  $45^\circ$ .

Площа арматури, що доводиться до опори, повинна складати не менше  $1/3$  площі перерізу поздовжніх стержнів, обчисленої за найбільшим прольотним згинальним моментом, причому відстань між цими стержнями повинна складати не більше 350 мм. Переріз розподільної (поперечної) арматури повинен становити не менше 10% площі робочої арматури і не менше 3-х стержнів на 1 м. Плити товщиною більше 80 мм армують трьома типами стержнів по чергово (рис.6.3, б), менше 80 мм – окремими прямими і П-подібними стержнями, що чергуються, на опорах. Якщо арматура

використовується гладкого профілю, то кінцеві ділянки її в зоні опор на стіну мають петлевий загин.

**Розрахунок і армування другорядної балки.** Другорядні балки розраховують аналогічно балковим плитам відповідно до методу граничної рівноваги. На другорядні балки діють навантаження: від власної ваги самої балки, монолітної плити і підлоги, а також тимчасове навантаження. Навантаження на другорядну балку представляють у вигляді погонного на 1 метр шляхом множення значення обчисленого навантаження (в кН/м<sup>2</sup>) на ширину вантажної смуги, рівної кроку другорядних балок.

Якщо число прольотів другорядної балки дорівнює п'яти і більше, то як розрахункову схему приймають нерозрізну багатопрольотну (умовно приймається п'ять прольотів) балку, опорами для якої служать головні балки. За розрахунковий проліт приймають відстань у світлі між гранями головних балок  $l_0 = l_{op} - b_{zol}$ ; при спиранні другорядної балки на стіну розрахунковим прольотом вважається відстань від осі площі спирання на стіні до грані головної балки (рис.6.4, а). Якщо ж число прольотів другорядної балки менше 5, то розрахункова схема залишається з фактичним числом прольотів. Зусилля в такій балці знаходять за довідковими таблицями.

Розрахункові моменти в балках при значеннях довжини прольотів, що відрізняються не більше ніж на 20%, з урахуванням перерозподілу зусиль, дозволяється встановлювати за наступними формулами:

у першому прольоті

$$M_{np1} = \frac{ql_{01}^2}{11} ; \text{ на опорі В } M_B = \frac{ql_{01}^2}{14} ; \quad (6.5)$$

у середніх прольотах

$$M_{np2} = \frac{ql_{02}^2}{16} ; \text{ на опорах С, Д } M_C = \frac{ql_{02}^2}{16} . \quad (6.6)$$

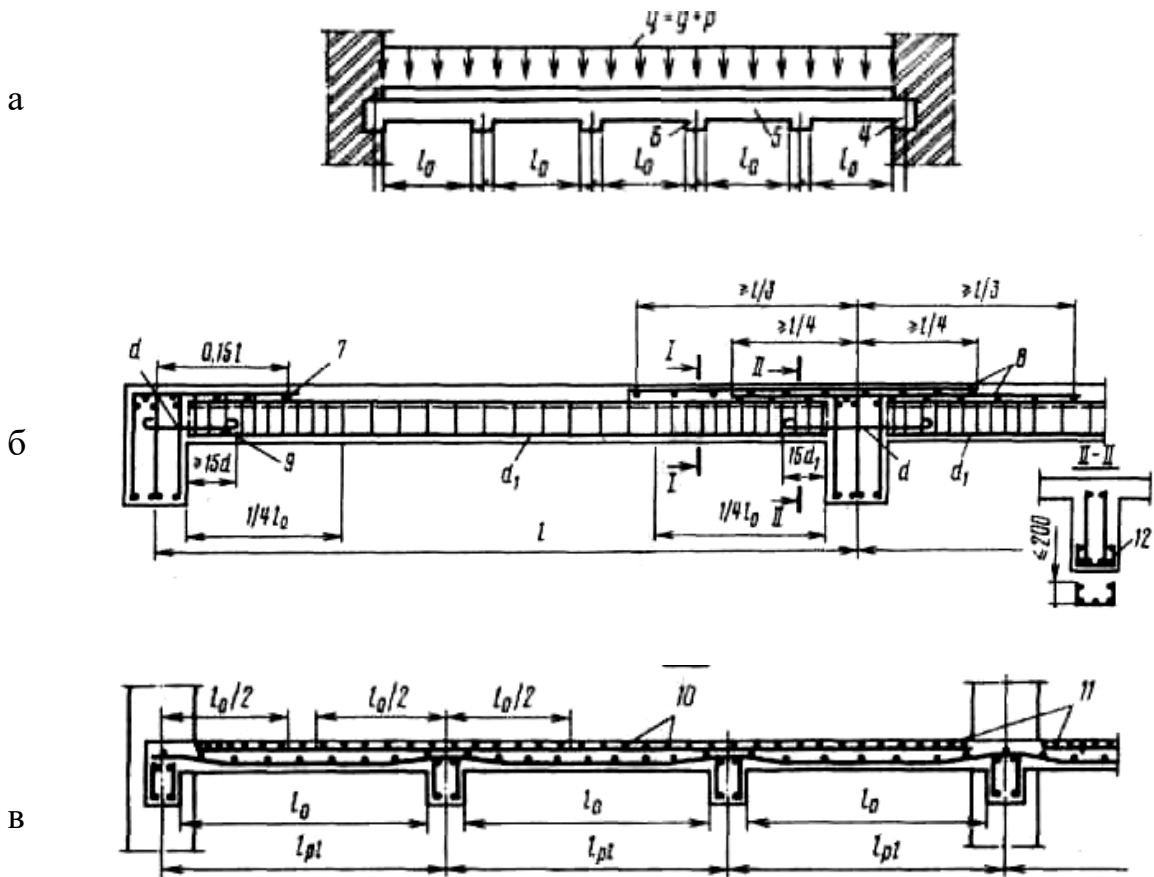


Рис.6.4 Розрахункова схема й армування другорядної балки:

*а* – опалубкова схема; *б* – розрахункова схема; *в* – армування другорядної балки зварними каркасами і плоскими сітками

З урахуванням впливу різних варіантів завантаження змінним навантаженням прольотів другорядної балки необхідно враховувати побудову огинаючої епюри моментів, що залежить від співвідношення змінного і постійного навантажень ( $p/g$ ). Для різних співвідношень слід знаходити значення надпорного моменту в другому і наступному прольотах, що викликають у ряді випадків розтягання верхньої зони другорядних балок.

Огинаючу епюру моментів будують залежно від двох розрахункових схем завантаження: 1) повне навантаження  $q = p + g$  знаходиться в непарних прольотах (1, 3, 5) і умовно постійна  $q' = g + p/4$  знаходиться в парних прольотах (2, 4); 2) повне навантаження  $q = p + g$  знаходиться в парних прольотах (2, 4), а  $q' = g + p/4$  знаходиться в непарних прольотах (1, 3, 5).

Додатком до постійного навантаження тимчасовим  $p' = p/4$  враховується опір головних балок повороту другорядних балок.

Значення поперечних сил обчислюють за наступними формулами:

на крайній вільній опорі

$$Q_A = 0,4(g + p)l_{01}; \quad (6.7)$$

на першій проміжній опорі ліворуч

$$Q^{ліг}_B = 0,6(g + p)l_{01}; \quad (6.8)$$

на першій проміжній опорі праворуч і наступних опорах

$$Q^{праг}_B = 0,5(g + p)l_{02} . \quad (6.9)$$

Різниця у значеннях поперечних сил пояснюється впливом опорних моментів.

Необхідну площу робочої поздовжньої і поперечної арматур одержують відповідно до розрахунків за першою групою граничних станів, використовуваних при розрахунках елементів, що згинаються.

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури в нижній зоні балок обчислюють за максимальними прольотними моментами у першому і другому прольотах, а площу перерізу арматури у верхній зоні (над опорами) визначають за максимальними опорними моментами. За розрахунковий переріз другорядної балки в прольоті приймають тавровий переріз з шириною полиці  $b_f$  не більше  $l_o$ , а над опорами – прямокутний, оскільки в цьому випадку верхня плита попадає в розтягнуту зону й у роботі перерізу не бере участі. Ці перерізи розраховують як такі, що з подвійною арматурою.

Розрахунок і конструювання поперечної арматури у похилих перерізах в зоні опор (на відстані  $1/4l_o$  виконують на дію поперечних сил, обчислених за формулами (6.7)-(6.9) як для елементів, що згинаються. У середній частині прольоту поперечна арматура встановлюється за конструктивними вимогами ( $s = 3/4h$ , кратне 50 мм, але не більше 500 мм).

Армування другорядних балок може виконуватися зварними каркасами і сітками або в'язаними каркасами і сітками з окремих стержнів. Поздовжні робочі стержні каркасів і сіток слід розміщувати відповідно до епюр моментів,

що огинають балку, заводячи за точки теоретичного обриву стержнів на  $20d$ , де  $d$  – діаметр арматури; поперечні стержні встановлюють відповідно до епюр поперечних сил.

Якщо кількість каркасів чи окремих стержнів у прольоті складає три, чотири і більше, то мінімум два каркаси або два стержні треба доводити до грані опори головних балок і опорних торців другорядних балок над стінами, тому що кінцеві ділянки балок повинні сприймати випадкові силові впливи, а також усадку, зміни температури, удари тощо. Каркаси, що доводяться до опор у зоні головних балок, зв'язують за допомогою стикових стержнів, що пропускаються через головні балки. Проектне положення каркасів і сіток в опалубці забезпечується за допомогою спеціальних фіксаторів, що перешкоджають зсуву арматури при бетонуванні.

У верхній зоні (переріз над опорами) другорядні балки можуть армуватися рулонними чи плоскими сітками, а також надопорними П-подібними каркасами. Розподільча арматура сіток може одночасно бути робочою надопорною арматурою плити.

**Розрахунок і армування головних балок.** Зовнішні навантаження на головні балки передаються у вигляді зосереджених сил, прикладених у місцях обпирання другорядних балок. Як розрахунковий проліт для головних балок приймають відстань між осями опор.

Зовнішні навантаження, прикладені по осях колон, не впливають на значення згинальних моментів і поперечних сил у головних балках, тому їх у розрахунку не враховують. Власна вага головних балок приводиться до зосереджених сил, прикладених у місцях обпирання другорядних балок. Розрахункова схема чотирьох-прольотної головної балки наведена на рис.6.6, а. Тут же показана еюра моментів для постійного навантаження.

Висоту перерізу головних балок приймають в межах  $(1/8-1/15)l$ , а ширину перерізу  $b = (0,3-0,5)h$ .

Особливістю побудови епюр внутрішніх зусиль  $M$  і  $Q$  для головних балок є те, що необхідно будувати для цих балок епюри моментів, які огинають, і

поперечних сил, тобто необхідно розглядати різні варіанти навантаження прольотів головної балки тимчасовим навантаженням  $p$ . Це навантаження може діяти в першому і третьому, у другому і четвертому, у двох суміжних прольотах і т.д.

Для побудови таких епюр існують спеціальні таблиці, які дозволяють за допомогою готових коефіцієнтів визначати в характерних точках величина згинальних моментів і поперечних сил для різних варіантів завантаження. Як приклад таких таблиць наведена табл.6.1.

Після побудови огинаючої епюри моментів роблять у необхідних випадках перерозподіл зусиль (зменшують опорні моменти на 20-30% і збільшують прольотні на 0,5 від величини зменшення з опорних моментів).

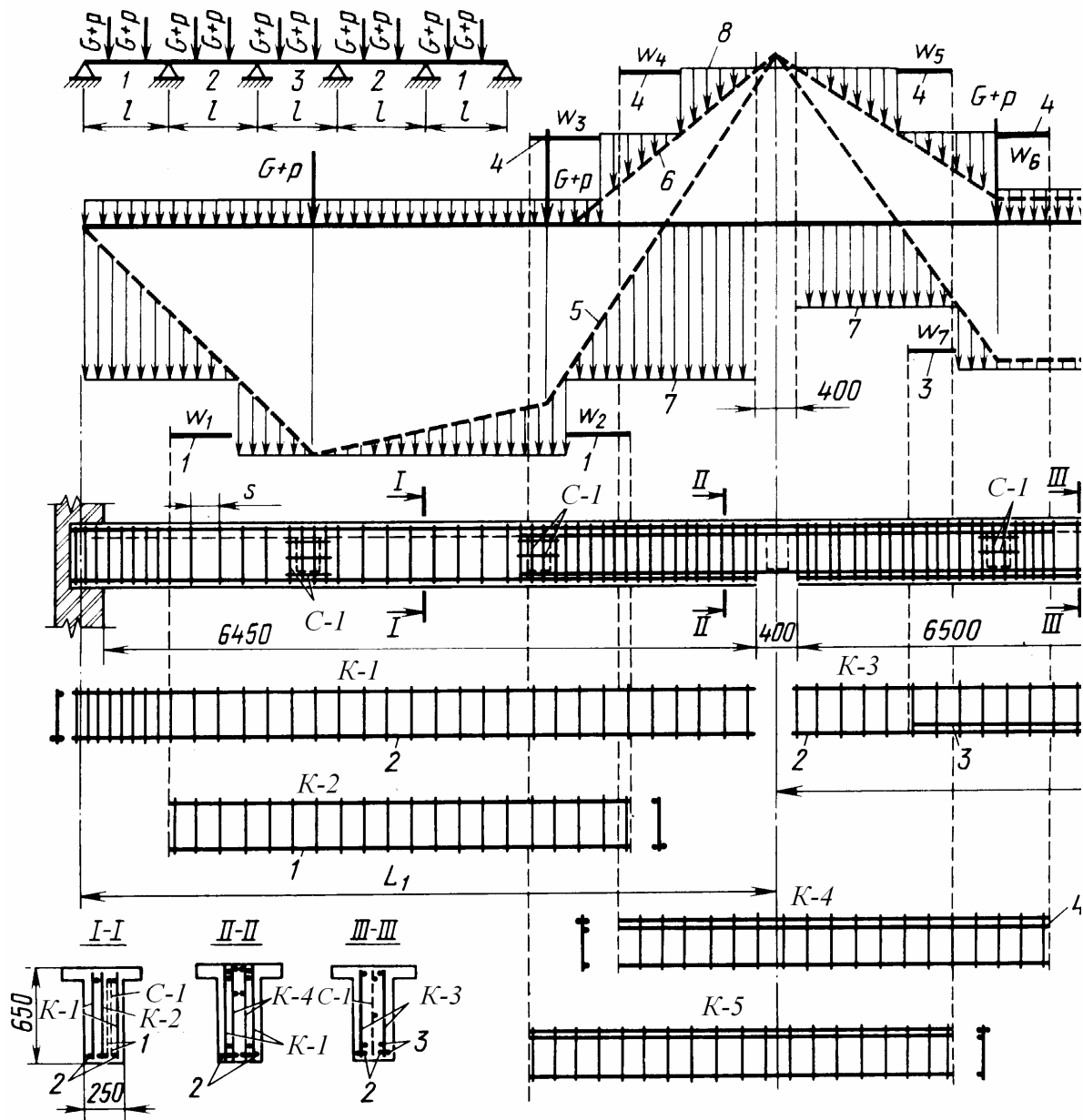
Підбір площі перерізу робочої арматури в прольотах і на опорах головної балки виконують аналогічно розрахунку другорядних балок (у прольоті - тавровий переріз з відповідними параметрами, на опорі прямокутний переріз). Для підбору арматури на середній опорі приймається розрахунковий момент не по осі опори, а по грані колони, тобто

$$M_{розр}^{on} = M_B - Q_B \frac{h_{col}}{2}, \quad (6.10)$$

де  $h_{col}$  – висота перерізу колони.

Похилені перерізи розраховують відповідно до вимог, визначених до розрахунку елементів, що згинаються. Поперечну силу в цьому випадку приймають з коефіцієнтом 1,3, з огляду на можливість зростання поперечної сили при перерозподілі згинальних моментів за довжиною балки.

На ділянках перетину головних і другорядних балок у верхній зоні перетинаються робоча арматура головної і другорядної балок, а також робоча арматура плити, тому при розрахунку опорних перерізів головних балок відстань від центру ваги розтягнутої робочої арматури до крайнього розтягнутого волокна приймають рівною  $a = 7-9$  см.



**Рис.6.6** Розрахункова схема і варіант армування головної балки:

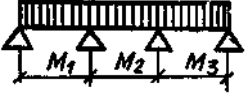
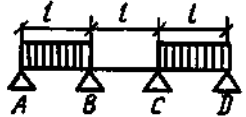


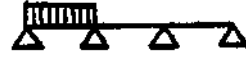

К-1 і К-3 – наскрізні прольотні каркаси, К-2 – скорочені прольотні каркаси; К-4 – опорні каркаси, С-1 – сітки в зонах перетину головних балок із другорядними; 1,3 – поздовжні робочі стержні каркасів К-2, К-3, що обриваються в прольоті; 2 – поздовжні робочі стержні каркасів К-1 і К-3, що доводяться до опор, 4 – поздовжні робочі стержні каркасів К-4; 5, 6 – епюри опорних і прольотних розподілених (теоретичних) моментів; 7, 8 – те ж дійсних моментів у перерізах балки

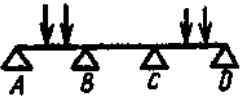



Таблиця 6.1

## Згинальні моменти і поперечні сили

нерозрізних трьохпрольотних балок з рівними прольотами

При рівномірно розподіленому навантаженні  $M = (\alpha g + \beta p)l^2$ ;  $Q = (\gamma g + \delta p)l$ . При зосередженому навантаженні  $M = (\alpha G + \beta P)l$ ;  $Q = \gamma G + \delta P$ .

Схема навантаження	Прольотні моменти		Опорні моменти		Поперечні сили					
	$M_1$	$M_2$	$M_B$	$M_C$	$Q_A$	$Q_B^I$	$Q_B^{II}$	$Q_C^I$	$Q_C^{II}$	$Q_D^I$
	0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5	0,6	-0,4
	0,101	-	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0	0,55	-
	-	0,075	-0,05	-0,05	-	-0,05	0,5	-0,5	0,05	0,05
	0,025	-	-0,117	-	0,38	-	0,58	-	0,03	0,03
за розрахунок	за розрахунок				3	3	3	3	3	3
	за розрахунок	за розрахунок	-0,067	-	0,43	-	0,08	+0,08	-	-
за розрахунок	за розрахунок				3	3	3	3	7	7
	0,244	0,067	-0,267	-	0,73	-	1	-1	1,26	-
					3	3	1,267		7	3

	0,289	– 0,133	–0,133	– 0,133	0,86 6	– 1,133	0	0	1,13 3	– 0,86 6
	– 0,044	0,2	–0,133	– 0,133	– 0,13 3	– 0,133	1	–1	0,13 3	0,13 3
	за роз- раху н- ком	за роз- раху н- ком	–0,311	– 0,089	0,68 9	– 1,311	1,22 2	– 0,778	0,08 9	0,08 9
	за роз- раху н- ком	за роз- раху н- ком	–0,178	– 0,044	0,82 2	– 1,178	0,22 2	0,222	0,04 4	– 0,04 4

Армування головної балки виконується плоскими зварними каркасами або окремими стержнями. Каркаси можуть виконуватися прольотними й опорними. У ряді випадків опорну арматуру встановлюють у вигляді окремих стержнів, приварених до плоских прольотних каркасів. Для економії металу в крайніх і середніх прольотах відбувається обрив других нижніх стержнів каркасів відповідно до вимог побудови епюри матеріалів (епюри арматури). Такі ж обриви можуть спостерігатися для верхньої опорної арматури. Якщо армування виконано окремими стержнями, то прольотну нижню арматуру переводять у верхню, виконуючи відгини під кутом 45°-60°. У зонах опор стиснуті стержні плоских зварних каркасів охоплюють коритоподібною сіткою або окремими стержнями.

Загальна технологія влаштування монолітного ребристого перекриття полягає в тому, що спочатку в опалубку встановлюють зварені чи в'язані

каркаси головних і другорядних балок, їхні нижні стержні зв'язують стиковими стержнями, далі в головних балках розміщують додаткові сітки, потім укладають зварені або в'язані сітки плит, надпорні сітки другорядних балок, після чого проводиться укладання бетонної суміші.

**Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру**, є різновидом ребристих плоских перекриттів. Вони складаються з балок, розташованих по осях колон у двох напрямках при співвідношенні сторін у плитах  $l_2/l_1 \leq 2$ . Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру, бувають двох типів: гладкі й кесонні (рис.6.7 а, б). Перші застосовують при прольотах 4-6 м, другі – при великих прольотах 6-9 м. Застосування перекриттів цього типу виправдовується в основному вимогами архітектурної виразності, оскільки вони менш економічні, ніж перекриття з балковими плитами.

Товщина плит гладеньких перекриттів звичайно складає 10-14 см, а кесонних – 5-10 см.

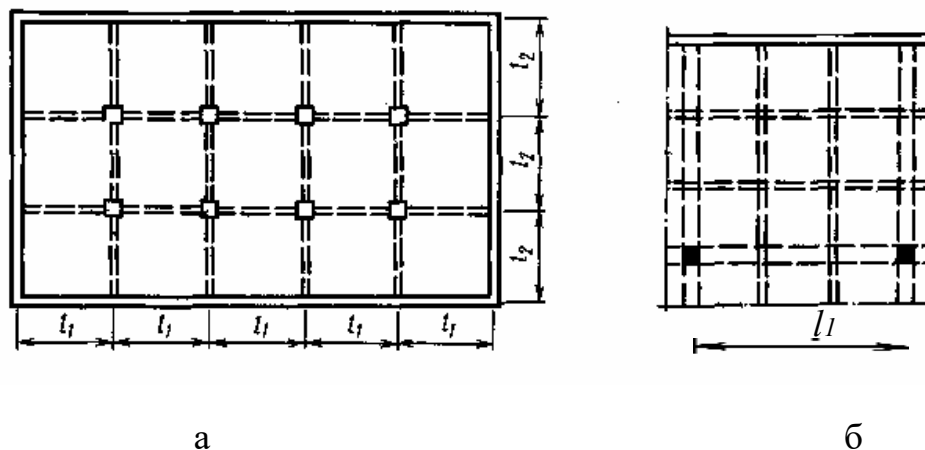


Рис.6.7 Конструктивні схеми монолітних ребристих перекриттів з плитами, опертими по контуру:

а – ребристі з гладкими плитами; б – кесонні

Плити, оперті по контуру, що знаходяться між основними несучими балками, розраховують найчастіше кінематичним способом за методом граничної рівноваги. Сутність цього методу полягає в тому, що граничний стан у плиті настає внаслідок утворення системи лінійних пластичних шарнірів у

формі конверта (рис.6.8), при якій плита перетворюється в сукупність твердих дисків, здатних переміщуватися без наступного збільшення зовнішнього навантаження, тобто відбувається кінематичне обертання одного диска щодо іншого.

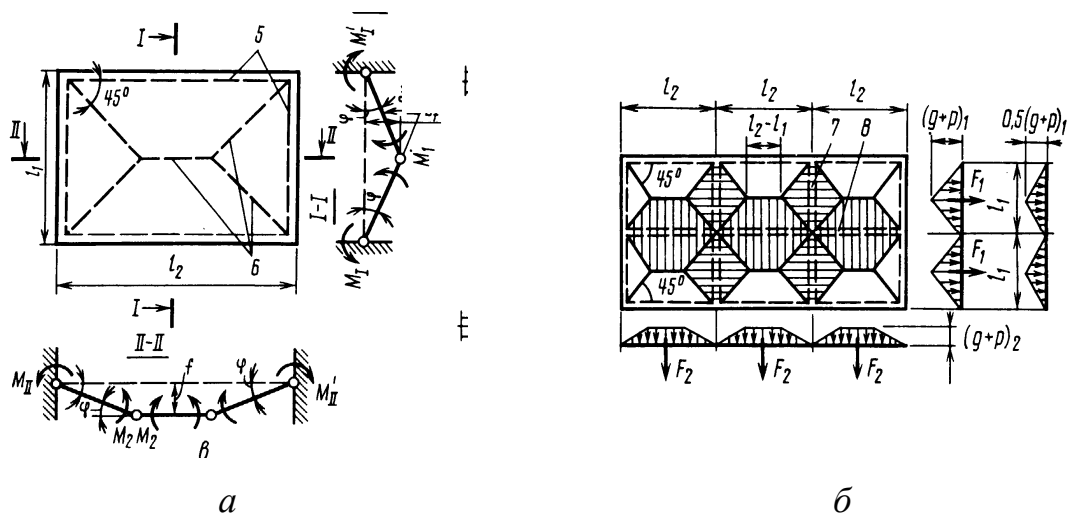


Рис.6.8 Розрахункова схема плити, опертої по контуру,  
за методом граничної рівноваги:

*a* – розрахункова схема плити; *б* – розрахункові схеми балок

Значення прольотних моментів  $M_1$  і  $M_2$  і чотирьох опорних моментів  $M_I$ ,  $M'_I$ ,  $M_{II}$  і  $M'_{II}$ , що діють у пластичних шарнірах, зв'язані між собою і з рівномірно розподіленим навантаженням  $q$  наступним співвідношенням:

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_2(2M_2 + M_{II} + M'_{II}), \quad (6.11)$$

де  $l_1$  – менша сторона плити (ширина);

$l_2$  - більша сторона плити (довжина).

Формула (6.11) отримана на підставі рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил на можливих переміщеннях плити.

Задаючи співвідношеннями між розрахунковими моментами, задачу зводять до вирішення рівняння (6.11) з одним невідомим замість шести невідомих. Найчастіше таким невідомим є прольотний момент у короткому

напрямку  $M_1$ . Співвідношення між моментами залежно від співвідношення прольотів рекомендується приймати в межах 1-2,5; менші значення відносяться до кутових плит, великі – до середніх внутрішніх. Такі співвідношення наведені в табл.6.2.

Таблиця 6.2

**Співвідношення між розрахунковими моментами в плитах, опертих по контуру**

$l_2/l_1$	$M_2/M_1$	$M_I/M_1$ $M'_I/M_1$	$M_{II}/M_1$ $M'_{II}/M_1$
1-1,5	1-0,2	1,3-2,5	1,3-2,5
1,5-2	0,5-0,15	1-2	0,2-0,75

За розрахункові прольоти  $l_1$  і  $l_2$  приймають відстані у світлі між контурними балками. При спиранні на стіну розрахунковий прольот дорівнює відстані від грані балки до середини площини спирання.

Значення моментів, що входять у формулу (6.11), обчислюють, множачи відповідні площі перерізу арматури, що приходяться на 1м плити  $A_{si}$ , на розрахунковий опір арматури  $R_s$  і плече внутрішньої пари сил, прийняте  $z_b = 0,9h_0$ :

$$M_i = R_s A_{si} z_b . \quad (6.12)$$

Плити армують плоскими звареними або в'язаними сітками при прольотах  $l_1 = 2,5$  м і менше, при прольотах більше 2,5 м використовують рулонні сітки (рис.6.9). Для сприйняття прольотних згинальних моментів у нижній частині плити укладають додаткову сітку. При армуванні плит вузькими плоскими сітками з поздовжньою арматурою нижні сітки укладають у два шари, з розташуванням робочої арматури у взаємно перпендикулярних напрямках, а верхні сітки укладають над балками з розташуванням робочих стержнів перпендикулярно до осей балок.

На балки монолітних ребристих перекриттів з плитами, опертими по контуру, передається трапецієподібне  $F_2$  або трикутне  $F_1$  навантаження

(рис.6.8, б), інтенсивність якого визначається залежно від співвідношення прольотів плити і вантажної площі, з якої збирають навантаження. Розрахункові прольоти балок приймають рівними відстані у світлі між колонами. Загальне навантаження на балку з трикутною епюрою дорівнюватиме:

$$F_1 = \frac{(g + p)l_1^2}{2}; \quad (6.13)$$

з трапецієподібною епюрою

$$F_2 = \frac{(g + p)l_1(2l_2 - l_1)}{2}, \quad (6.14)$$

де  $g, p$  – постійне і змінне навантаження на  $1 \text{ м}^2$ .

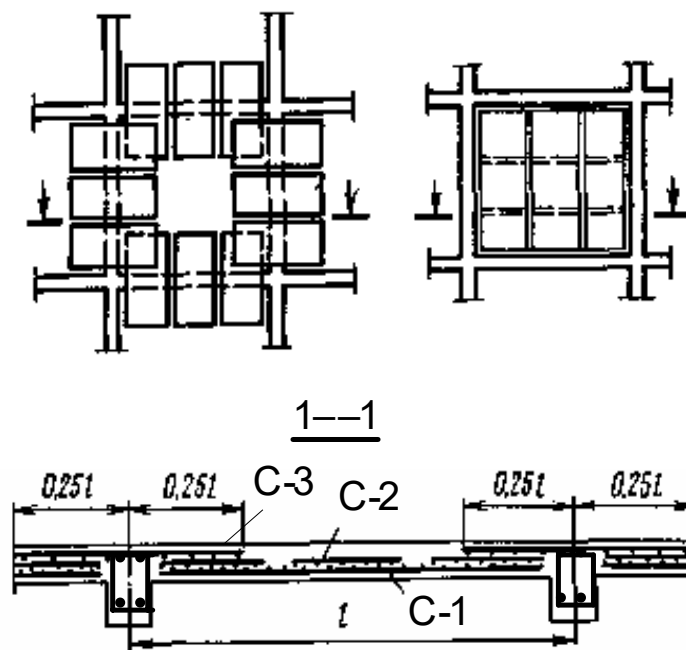


Рис.6.9 – Армування плит, опертих по контуру:

а – розкладання верхніх сіток при армуванні вузькими плоскими сітками; б – розкладання нижніх сіток у тій же плиті

У вільно опертій балці згинальні моменти від такого навантаження відповідно будуть рівні

$$M_1 = \frac{(g + p)l_1^3}{12}; \quad (6.15)$$

$$M_2 = \frac{(g + p)l_1(3l_2^2 - l_1^2)}{24}. \quad (6.16)$$

Крім того, слід враховувати рівномірно розподілене навантаження  $g_1$  від власної ваги самої балки і частини перекриття з тимчасовим навантаженням на ній, обумовленої по вантажній смужі шириною, рівною ширині балки  $b$ .

Згинальні моменти з урахуванням нерозрізності балок і перерозподілу внутрішніх зусиль складають:

у першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M = 0,7M_0 + \frac{g_1l^2}{11}; \quad (6.17)$$

у середніх прольотах і на середніх опорах

$$M = 0,5M_0 + \frac{g_1l^2}{16}, \quad (6.18)$$

де  $M_0$  визначають за формулами (6.15) і (6.16).

У трипрольотній балці момент у середньому прольоті слід приймати не менше моменту защемленої балки:

$$M = 0,4M_0 + \frac{g_1l^2}{24}. \quad (6.19)$$

Поперечні сили можуть прийматися рівними  $Q_1 = F_1/2$  або  $Q_2 = F_2/2$  з боку однієї балки.

Порядок підбору площі перерізу арматури і принципи армування контурних балок, що обрамляють плити, такий же, як головної балки ребристого перекриття з балковими плитами.

### 6.3. Безбалочні перекриття

Безбалочні перекриття є різновидом плоских перекриттів і застосовуються в тих будинках і спорудах, де використовується регулярна сітка колон з квадратної чи близької до неї комірки з розмірами 4x4, 5x5, 6x6 м. Безбалочні перекриття більш економічні за витратою матеріалів (включаючи

загальну товщину перекриття), більш гігієнічні і являють собою естетичну привабливість для обслуговуючого персоналу. Тому дані перекриття використовуються найчастіше у будівлях харчової, медичної та мікробіологічної промисловості, на підприємствах точного машинобудування, у складських приміщеннях, у демонстраційних залах і виставкових павільйонах (рис.6.10).

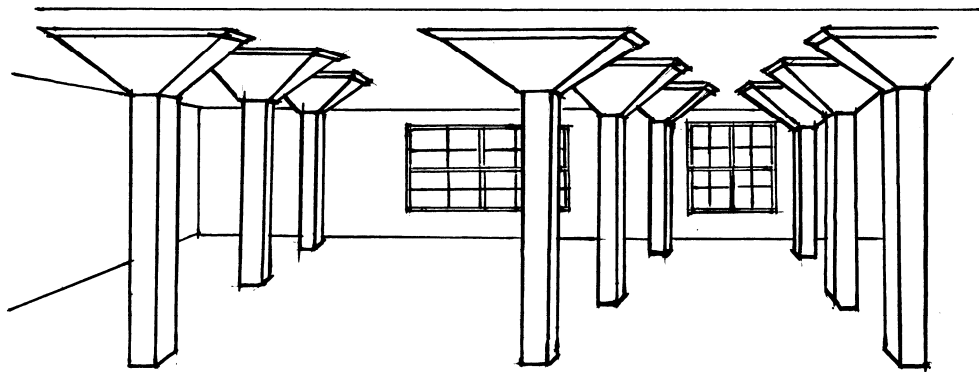


Рис.6.10 Безбалочні перекриття

У будівництві застосовують монолітні безбалочні перекриття, збірні й збірно-монолітні.

**Монолітні безбалочні перекриття.** Вони досить прості за формою і мають гарну архітектурну виразність. Їх застосовують у спорудах, де вимагаються гладкі стелі: холодильники, цехи, склади, резервуари та ін.

Основний принцип компонування безбалкового перекриття полягає в тому, що монолітна плита спирається безпосередньо на колони без додаткових ребер чи балок. Щоб не відбулося продавлювання плити над колоною, влаштовують спеціальні опорні подушки над колонами, які називаються капітелями.

Монолітні безбалочні перекриття мають наступні переваги перед монолітними балковими: менша будівельна висота; менша складність виконання робіт; відсутність на стелі виступаючих елементів ребер; велика економічність при тимчасовому корисному навантаженні на перекриття більше  $10 \text{ кН/м}^2$ .

Товщину монолітної плити приймають з умови її необхідної міцності в межах  $\delta_{пл} = (1/32 \div 1/35)l_2$ , де  $l_2$  – довжина більшого прольоту, тобто товщина плити складає 120-160 мм, в деяких випадках 200-240 мм. Клас бетону приймають В20-В30.

Капітелі колон конструюють найчастіше у вигляді зрізаної піраміди (рис.6.11, а, б, в) з кутом нахилу граней  $\alpha = 45^\circ$ , подвійної зрізаної піраміди ламаного обрису й зрізаної піраміди з надкапітальною плитою.

Розрахунок безбалочних монолітних перекриттів виконують за методом граничної рівноваги. Експериментально встановлено, що для безбалочної плити небезпечними завантаженнями є: смугове навантаження через проліт і суцільне навантаження по всій площі.

При смуговому навантаженні в граничній рівновазі утворюються три лінійних пластичних шарніри, що з'єднують диски в місцях зламу.

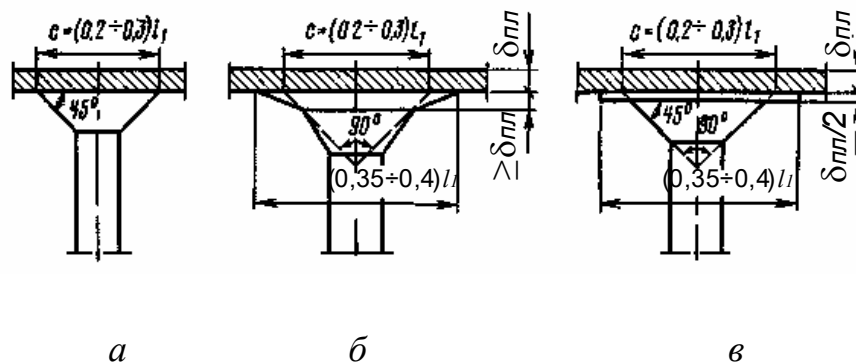


Рис.6.11 Типи капітелей монолітних безбалкових перекриттів:

а – усічена піраміда; б – подвійна усічена піраміда;

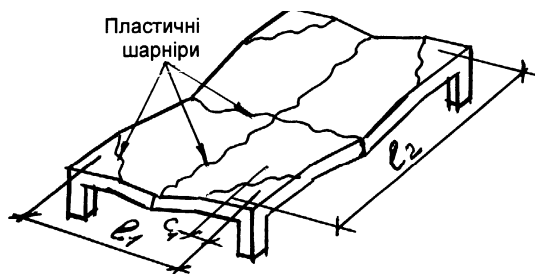
в – з додатковою надкапітальною плитою

Для випадку зламу окремої смуги з утворенням двох жорстких дисків, з'єднаних трьома лінійними шарнірами, середню панель розраховують за умови, що сума опорного і прольотного моментів, сприйраних перерізом плити в пластичних шарнірах  $M_{sup} = R_s A_{s1} z_{sup}$  і  $M_l = R_s A_{s2} z_l$ , дорівнюють балковому моменту плити шириною  $l_2$  і прольотом  $l_1 - 2c_1$ , тобто в напрямку  $l_1$ :

$$\frac{ql_2(l_1 - 2c_1)^2}{8} = R_s(A_{s1}z_{sup} + A_{s2}z_l). \quad (6.20)$$

Аналогічно записується рівняння й в іншому напрямку плити  $l_2$ . У формулі (6.20) прийняті такі позначення:  $q$  – сумарне навантаження на  $1\text{м}^2$  плити;  $c_1$  – відстань від опорних пластичних шарнірів до осі найближчих до них рядів колон у напрямку  $l_1$ ;  $A_{s1}$  – площа перерізу арматури в опорному пластичному шарнірі в межах однієї панелі;  $A_{s2}$  – площа перерізу арматури в прольотному пластичному шарнірі в межах однієї панелі;  $z_{sup}$  і  $z_l$  – плече внутрішньої пари сил в опорному і прольотному пластичних шарнірах,  $z_{sup} \approx z_l \approx 0,9\delta_{пл}$ .

При суцільному завантаженні безбалкового перекриття в середніх панелях виникають взаємно перпендикулярні й паралельні ряду колон лінійні пластичні шарніри з розвитком тріщин угорі; при цьому кожна панель поділяється пластичними шарнірами на чотири жорстких дисків, що обертаються навколо опорних лінійних пластичних шарнірів, осі яких розташовані в зоні капітелей під кутом  $45^\circ$  до рядів колон (рис.6.12).



**Рис.6.12 – Утворення пластичних шарнірів у безбалковому перекритті при суцільному навантаженні**

При суцільному навантаженні квадратної панелі, однаково армованої в обох напрямках ( $A_s = A_{s1} = A_{s2}$ ), умова міцності в пластичних шарнірах може бути записана в такий спосіб:

$$\frac{ql_1^3}{8} \left[ 1 - 2\frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left( \frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq R_s A_{s1} z_l \left( \theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right), \quad (6.21)$$

де  $c$  – катет прямокутного трикутника, що відламується від чверті панелі ( $c = 0,1l_1$ ); при розрахунку середніх панелей рекомендується приймати  $\theta_{sup} = 0,5-0,67$ ;  $\theta_l = 0,33-0,5$ ;  $c/l$  у межах  $0,08-0,12$ .

При розрахунку крайніх панелей залежно від способу спирання безбалочної плити по контуру розглядають кілька можливих схем зламу.

Розміри й обриси капітелей повинні бути підібрані таким чином, щоб виключити продавлювання безбалочної плити по периметру капітелі. Для цього на будь-якій відстані  $x$  і відповідно  $y$  від осі колони повинна бути дотримана умова міцності (рис.6.13)

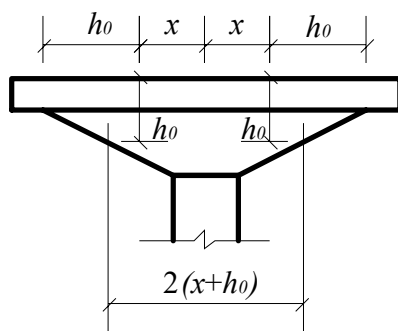
$$Q \leq R_{bt}bh_0 ,$$

$$Q = q[l_1l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)] ; \quad (6.22)$$

$$b = 4(x + y + h'_0) , \quad (6.21)$$

при квадратній капітелі  $x = y$ .

Монолітна безбалочна плита армується рулонними або плоскими звареними сітками. Прольотні моменти сприймаються сітками, покладеними знизу, а опорні моменти – сітками, покладеними зверху.



**Рис.6.13**

Для армування безбалочної плити застосовують вузькі сітки з поздовжньою робочою арматурою. На ділянках, де розтягуючі зусилля виникають у двох напрямках, сітки укладають у два шари по двох взаємно перпендикулярних напрямках.

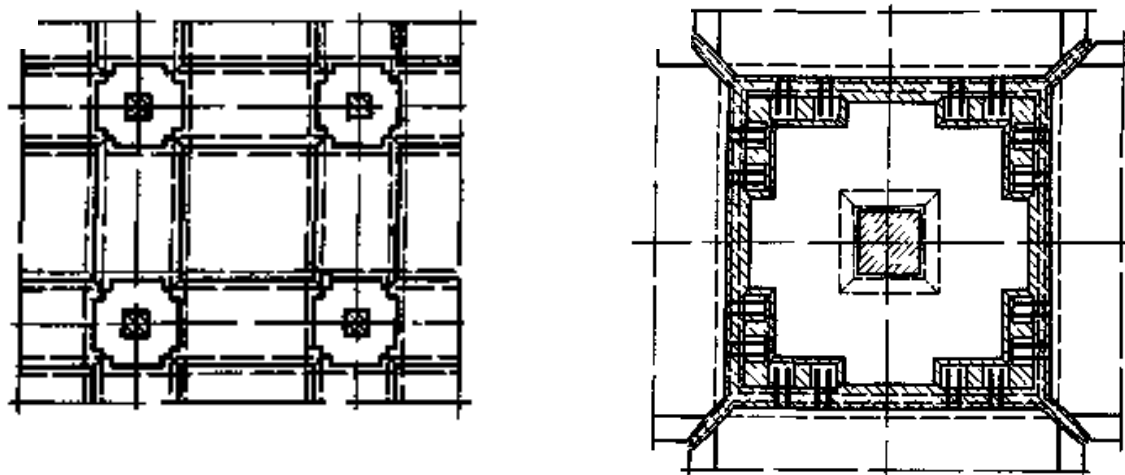
У зв'язку з тим, що в капітелях не виникає розтягуючих зусиль, їх армують конструктивно стержнями діаметром 8-10 мм, які встановлюють у кутах і посередині сторін й зв'язують по висоті трьома – чотирма горизонтальними хомутами  $\varnothing 6$  мм класу АІ (А240С).

**Збірні безбалочні перекриття** застосовують при сітці колон  $6 \times 6$  м і більше і корисних навантаженнях на перекриття  $8-10$  кН/м<sup>2</sup>. Це найбільш економічний тип безбалочних перекриттів.

Збірні безбалочні перекриття складаються зі збірних капітелей або капітельних плит, міжколонних плит і прольотних плит (рис.6.14).

Капітелі, що передають навантаження від плит на колони, можуть бути наскрізними, суцільними й плоскими пластинчатими. Розраховуються капітелі як консолі колон. Спираються вони на колони через спеціальні виступи або монтажні столики. На капітелі встановлюють міжколонні плити, що зв'язують колони в чотирьох взаємно перпендикулярних напрямках, забезпечуючи необхідну жорсткість будинку. Плити можуть бути ребристими, багатопустотними і суцільними. Розраховують міжколонні плити за нерозрізною схемою з урахуванням перерозподілу моментів і поперечних сил. Прольотні плити укладають безпосередньо на міжколонні. Вони завершують суцільність усього безбалкового перекриття. Ці плити розраховуються як плити, оперті по контуру з вільним спиранням граней.

Необхідна жорсткість конструкції збірного перекриття забезпечується за допомогою зварювання арматурних випусків у плитах і капітелях або закладних деталей у стиках. Шви замоноличують бетоном класу В20-В25.



**Рис.6.14 – Конструкції збірних безбалкових перекриттів:**

$a$  – план розкладки збірних плит;  $b$  – вузол спирання плит на капітель

Існує також практика застосування збірно-монолітного безбалкового перекриття. У цьому типі перекриття створюється спочатку опорна платформа зі збірних міжколонних плит, капітелей і прольотних плит. Товщина цих плит незначна і складає 6-8 см. Потім на цю платформу укладають шар монолітного бетону товщиною 5-6 см з армуванням надопорних зон додатковими сітками. Загальна витрата бетону й арматури у цьому випадку збільшується, однак жорсткість усього перекриття істотно зростає.

Слід зазначити, що до розряду плоских залізобетонних перекриттів відноситься значна група збірних залізобетонних ригельно-балочних систем. Принцип компоновання таких перекриттів полягає в тому, що по балках чи ригелях рам укладаються збірні залізобетонні багатопустотні або ребристі плити. Плити розраховують як прості однопрольотні розрізні балки. Поперечні перерізи таких плит розглядають як таврові і підбір арматури виконують як для таврових перерізів з полицею у стиснутій зоні. Опорні ригелі або балки, на які спираються плити, розглядаються як розрізні чи нерозрізні балки залежно від способу з'єднання їх з колонами або несучими стінами певних будівель чи споруд.

Заслуговує на увагу і розповсюджений останнім часом тип плоских перекриттів, застосовуваний у монолітних безкаркасних будівлях. Товщина плит складає 140-160 мм, спираються ці плити на монолітні поздовжні й поперечні стіни. Розраховують такі плити в загальній системі просторової площинної конструкції, армування їх здійснюють найчастіше як контурних плит.

Слід відзначити, що поряд з цими перекриттями зустрічаються, перекриття з використанням бетонних чи керамічних вкладишів і замоноличення цих елементів у загальну систему перекриття. Несучі головні перехресні балки в цьому разі виконуються висотою перерізу 250-300 мм,

шириною 600, 800, 1000 мм. Утворюється безригельний каркас, що дозволяє одержувати плоскі стелі на досить великій площі приміщень.

### ***Контрольні питання для самоперевірки***

1. Яка існує класифікація плоских перекриттів?
2. Охарактеризуйте особливості роботи балочних і контурних плит.
3. Послідовність розрахунку елементів монолітного балкового ребристого перекриття (монолітної плити, другорядної балки, головної балки).
4. Що таке огинаюча епюра моментів?
5. Як виконується армування монолітної плити, другорядної балки, головної балки та їх з'єднань?
6. Які бувають типи безбалочних перекриттів?
7. Особливості розрахунку монолітних безбалочних перекриттів.
8. Особливості конструювання і розрахунку збірних безбалочних перекриттів.
9. Як проектують ригельно-балочні збірні перекриття?

## **Розділ 7. Попередньо напружені залізобетонні конструкції**

### **7.1. Сутність попереднього напруження конструкцій та методи його створення**

Як уже зазначалося вище основний недолік бетону – його мала міцність при розтягу, внаслідок чого у розтягнутій зоні бетону під дією зовнішніх навантажень утворюються тріщини. Гранична розтяжність бетону ( $\varepsilon_{bt}=1,5 \cdot 10^{-4}$ ) у сотні разів нижче граничної розтяжності сталевих арматур, тому при їх спільному розтягу цілісність бетону зберігається тільки у початковий період експлуатації. Зі зростанням навантажень на залізобетонний елемент напруження у бетоні зростають до межі міцності на розтяг  $R_{bt}$  і він починає

тріскатись, утворюються і розкриваються численні тріщини (вихід розтягнутого бетону з роботи).

Напруження в арматурі у період утворення тріщин незначні – приблизно 30 Мпа. Зі збільшенням навантаження розтягуючи напруження у арматурі зростають і тріщини розкриваються. Багаторічний досвід експлуатації звичайних залізобетонних конструкцій (без попереднього напруження) показав, що при перевищенні розкриття ширини тріщин більше 0,4 мм можливе проникнення у них вологого повітря або води, що викликає небезпечну корозію арматури. Тому норми забороняють подальшу експлуатацію залізобетонних конструкцій при розкритті тріщин більше ніж 0,4 мм. Експериментальні дослідження показують, що при розкритті тріщин до максимально припустимої її величини, напруження у гладкій арматурі класу А240С(А-І) не перевищують 230- 250 Мпа.

Якщо елемент армований арматурою періодичного профілю класів А400С, А-ІІІ, А500, А-ІV, зчеплення якої з бетоном у 2...3 рази вище в порівнянні з гладкою арматурою, то у експлуатаційній стадії роботи елемента напруження у арматурі зростають від 400 до 590 Мпа. При таких напруженнях ширина розкриття тріщин не перевищує нормованої величини (< 0,4 мм).

Якщо використати високоміцну арматуру класів А600, А800, А1000, які мають високі показники межі текучості, то при навантаженнях близьких до експлуатаційних напруження у арматурі зростуть від 600 до 1200 Мпа. При такому зростанні напружень залізобетонний елемент буде мати сильно розкриті (зяючи) тріщини і лишиться необхідних експлуатаційних якостей (жорсткості, довговічності тощо).

Ось чому в звичайних залізобетонних конструкціях неможливо раціонально використовувати арматуру з границею текучості більше 590-600 Мпа, що відповідає границі текучості арматури класів А-ІV , А600.

Практика експлуатації залізобетонних конструкцій без попереднього напруження показує, що при ударних, вібраційних і особливо знакозмінних

навантаженнях відбувається небезпечно розкриття тріщин, що знижує їх несучу здатність. Отже, основними недоліками таких конструкцій є:

раннє утворення тріщин у розтягнутих зонах елементів унаслідок слабого включення в роботу арматури і швидке їхнє розкриття до гранично припустимої величин;

швидке зростання прогинів елементів до граничної величини після утворення тріщин у розтягнутій зоні;

неможливість використання для армування високоефективних сталей високої міцності, що дозволяють у кілька разів скоротити витрати у будівництві;

надмірна масивність конструкцій через велику власну вагу, що обмежує величину прольотів, що перекриваються ними, у порівнянні з металевими конструкціями ;

недостатня витривалість при дії ударних, вібраційних і знакозмінних навантажень.

Через порівняно низьку міцність арматури класів А240С, А400С, малу тріщиностійкість залізобетонних конструкцій є недоцільним застосування у конструкціях без попереднього напруження бетонів високої міцності. Застосування ж високоміцної арматури економічно вигідно, оскільки потрібна її кількість зменшується пропорційно збільшенню міцності, а вартість зростає порівняно незначно.

Ідея створення попередньо напруженого залізобетону полягала у тому, щоб бетон який дуже слабо працює на розтяг, змусити працювати на стиск. З цією метою зону залізобетонного елемента, у якій під дією зовнішніх навантажень передбачається поява розтягуючих напружень, у стадії виготовлення піддавати попередньому обтисненню.

*Попередньо напружені конструкції* – це конструкції або їх елементи, в яких під час виготовлення штучно створюються у відповідності з розрахунком початкові напруження розтягу у арматурі і стиску у бетоні.

Основними переваги попередньо напружених залізобетонних конструкцій порівняно зі звичайними є:

підвищена жорсткість і тріщиностійкість. Внаслідок цього попередньо напружені конструкції широко застосовують у тонкостінних покриттях, напірних трубопроводах, резервуарах тощо;

можливість раціонального використання високоміцної арматури (А600 і вище) і бетону підвищеної міцності, що призводить до заощадження витрат арматури і бетону і полегшення конструкцій. Порівняно зі звичайними витрати арматури скорочуються на 30...70 %, а витрати бетону зменшуються завдяки можливості використання раціональних поперечних перерізів;

можливість виготовлення комбінованих конструкцій (наприклад, зону, що підлягає обтисненню виконувати з важкого бетону, а іншу з легкого);

більша довговічність та стійкість в умовах агресивного середовища, оскільки тріщини у попередньо напружених конструкціях відсутні або мають невелику ширину розкриття;

більша витривалість при багаторазово повторних навантаженнях;

висока сейсмостійкість;

можливість застосування для перекриття великих прольотів.

До недоліків попереднього напруження залізобетону слід віднести:

підвищена трудомісткість виготовлення конструкцій і необхідність спеціального обладнання;

порівняно висока складність робіт у виготовленні конструкцій, що потребує високої кваліфікації робітників і спеціального технічного нагляду;

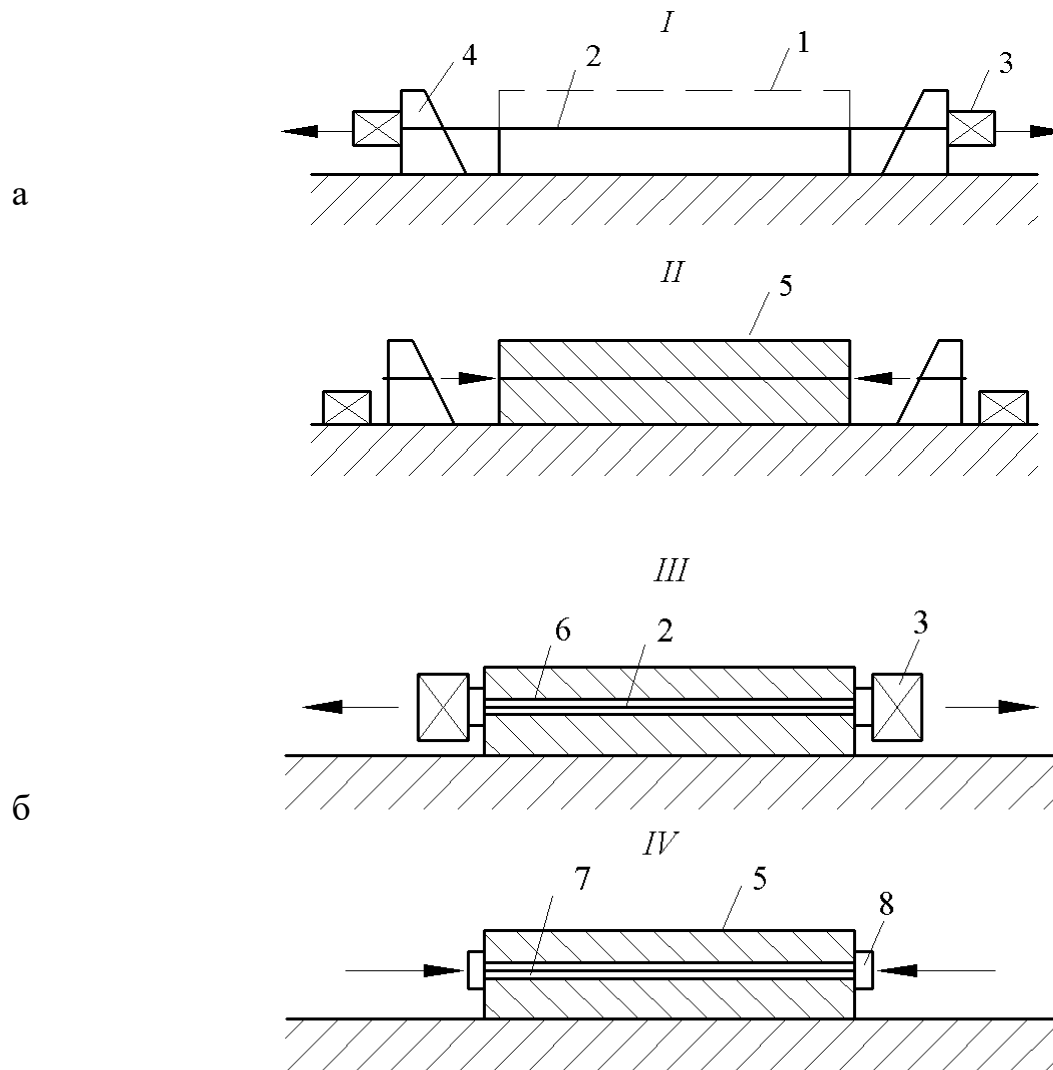
менша вогнестійкість;

підсилення попередньо напружених конструкцій завжди складніше, ніж звичайних;

при корозії високоміцна арматура швидше втрачає пластичні властивості, виникає небезпека крихкого руйнування.

**Методи створення попереднього напруження.** Попередньо напруження залізобетонних конструкцій здійснюють трьома методами:

- 1) натягуванням арматури *на упори* до бетонування;
- 2) натягуванням арматури *на бетон* після його твердіння;
- 3) фізико-хімічним натягуванням (самонапруженням) при розширенні спеціальних бетонів що, напружуються.



**Рис.7.1 – Методи створення попереднього напруження**

*а* – натягуванням *на упори*; *б* – натягуванням *на бетон*; I – натягування арматури і бетонування елемента; II, IV – готові елементи; III – елемент під час натягування арматури; 1 – форма; 2 – арматура; 3 – домкрат; 4 – упор; 5 –

затверділий бетон; 6 – канал; 7 – заповнений цементним розчином канал; 8 – анкер .

При натягуванні *на упори* арматуру заводять у форму або спеціальні упори стенда, один кінець стержня закріплюють на нерухомому упорі, а другий натягають домкратами або іншими пристроями до контрольованих напружень (у межах пружних деформацій) (рис.7.1,а). Напружений стержень фіксують за допомогою технологічних анкерів і виконують бетонування елемента. Після твердіння і набуття бетоном необхідної міцності арматуру звільняють від упорів (відпускають). Намагаючись відновити свій первісний (ненапружений) стан арматура обтискує конструкцію. Для того щоб уникнути руйнування бетону у торцях елемента, відпуск натягу арматури виконують поступово, знижуючи спочатку 50%, а потім до 0. Передача зусиль на бетон здійснюється за рахунок зчеплення арматури з бетоном, а також спеціальних анкерних пристроїв, що знаходяться у бетоні.

При натягуванні арматури на бетон спочатку виготовляють бетонний або залізобетонний елемент (армований звичайною арматурою), у якому залишають канали або пази (рис.7.1,б). Після набуття бетоном достатньої міцності у каналах або на поверхні елемента (труби, резервуари) протягують арматуру. Діаметр каналів на 5-15 мм більше діаметру арматури і виконують їх шляхом укладки гофрованих сталевих трубок (оболонок) або за допомогою сталевих спіралей, пластмасових або резинових шлангів і т.п.

Зчеплення арматури з бетоном створюється заповненням цементним розчином або дрібнозернистим бетоном класу В30 і більше, який нагнітається під тиском через отвори у анкерах або через спеціальні відводи , розташовані по довжині каналу. Таке заповнення каналів розчином або бетоном називається ін'єцируванням.

Якщо напружена арматура розташована із зовнішнього боку елемента , то її натягування з одночасним обтисненням бетону виконують навивочними машинами (безперервне армування). Для того щоб забезпечити зчеплення арматури з бетоном і захистити її від корозії, на поверхню елемента наносять

під тиском захисний шар цементного розчину або дрібнозернистого бетону класу не нижче В15. Така операція називається *торкретируванням*.

Натягування арматури здійснюють механічним, електротермічним, комбінованим способами.

При механічному способі необхідне відносне видовження арматури досягають шляхом натягування гідравлічними або гвинтовими домкратами, спеціальними ричажними пристроями, намотувальними машинами та іншими механізмами.

При електротермічному способі арматуру нагрівають електричним струмом до температури 300-400 °С і закріплюють на упорах заданої довжини. При охолодженні арматура скорочується і у ній виникають розтягуючі попередні напруження.

Комбінований спосіб поєднує одночасне електронагрівання і механічне натягування.

Попереднє напруження арматури може бути створене фізико-хімічним способом у результаті розширення бетону, який виготовлено на спеціальному напружуваному цементі. У процесі гідротермічної обробки бетон при твердінні збільшується у об'ємі. Арматура, закладена у напружуваному бетоні протидіє розширенню бетону і розтягується, а у бетоні виникають стискаючі напруження. Конструкції, що виготовлені на напружуваному цементі, називають *самонапружуваними*. Застосування самонапружуваного цементу дозволяє відмовитись від натягувальних пристроїв і створювати попереднє напруження у конструкціях складної форми.

#### ***Основні принципи конструювання попередньо напружених елементів.***

У якості матеріалів для попередньо напружених конструкцій застосовують бетон класів В20 і вище в залежності від класу арматурної сталі. При армуванні елементів арматурою класів А-IV, А600 – використовують бетон класу не нижче В20; при використанні дротової арматури класу В<sub>р</sub>-II та стержневої класів А-V, А800 – клас бетону не нижче В25, для арматури класів А-VI, А-VII, А1000, К-7, К-19 – клас бетону не нижче В30.

У попередньо напружених конструкціях повинна бути забезпечена надійна передача зусиль натягу арматури на бетон за рахунок зчеплення та спеціальних анкерних пристроїв, які встановлюються на кінцях арматурних елементів.

Виходячи із видів і класів арматури і арматурних виробів, технологічних можливостей використовують різні типи анкерних пристроїв.

У конструкціях, що виготовляють з натягуванням на упори, для захвату, натягу та закріплення на упорах стержневої арматури класів A-IVc, A-Vc, A600C, A800CK використовують обтиснені шайби, приварені короткі стержні (рис. 7.2,а,б). Для незварюваних арматурних сталей класів Ат-V, Ат-VK, Ат-VI і Ат-VII, A600, A800, A1000 використовують гайки, що накручуються на нарізаний кінець стержня (рис.7.2,г,д). Окрім того при натягу арматури використовують спеціальні затискачі і захвати.

У конструкціях, що виготовляють з натягуванням на бетон, для стержневої арматури анкерами можуть бути нарізані накатом (без послаблення перерізу) або випресовані головки. з анкерами на кінцях. Конструкція анкерів дротової арматури у вигляді пучків і канатів залежить від типу натягувальних пристроїв. При натягу пучків гідравлічними домкратами можуть бути використані гільзостержневі анкери або анкери стаканного типу (рис.7.2,ж,і). У гільзостержневому анкері дротини пучка запресовують між гільзами із м'якої сталі і стержнями, що мають велику різь і закріплюють гайкою, яку затягують до упору у торець елемента. Натягнуті пучки з анкерами стаканного типу закріплюють шайбами, які ставлять між торцем елемента і стаканом. При натягу пучків домкратами подвійної дії анкери виконують із сталевих листа з конічним отвором, який закладають у торець елемента і конічною сталевією пробкою з отвором для наступного заповнення каналу бетоном. Пучок натягують домкратом і після натягу з домкрату висувається поршень-заклинювач, який вдавлює конічну пробку усередину пучка (рис.7.2,з). Використовують і інші типи анкерних пристроїв.

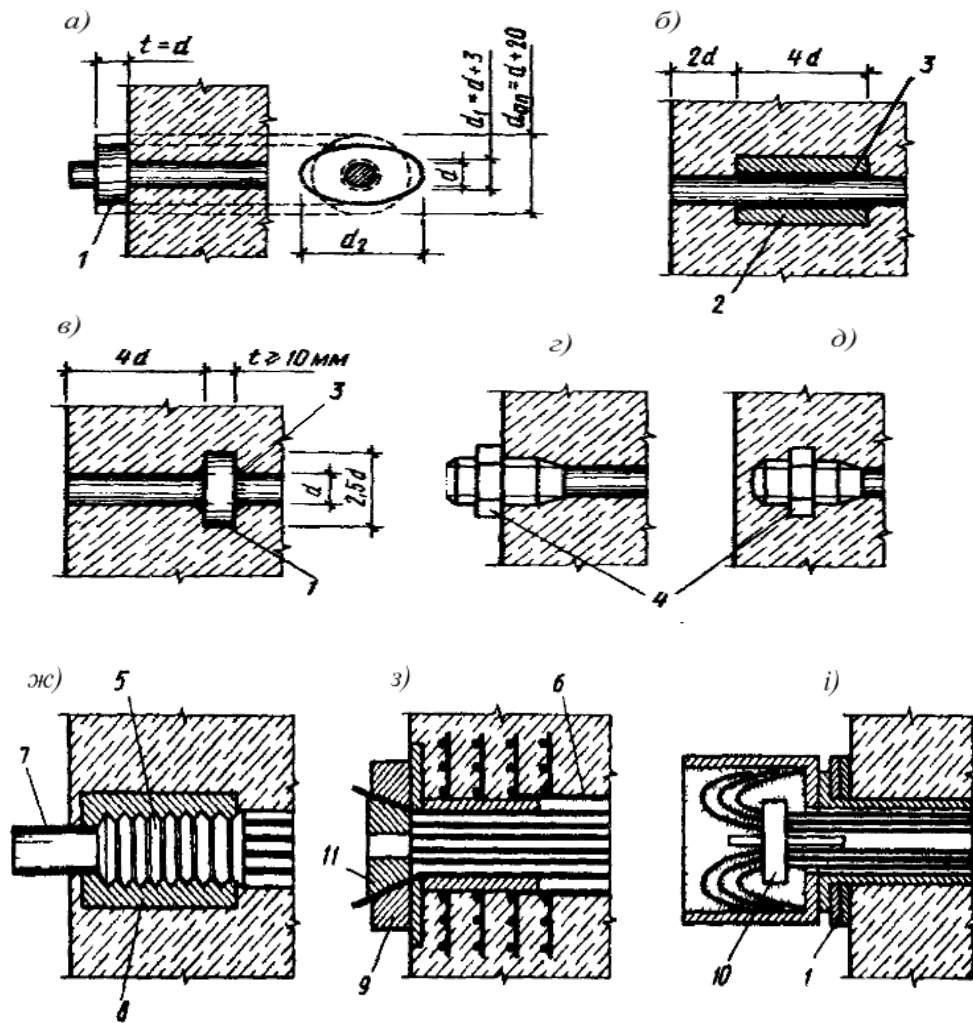


Рис.7.2 – Анкерні пристрої напруженої арматури

1 – обтиснута шайба; 2 – короткі арматурні стержні; 3 – зварка; 4 – гайка; 5 – різьба; 6 – заповнений цементним розчином канал; 7 – кінцевий стержень; 8 – гільза, 9 – сталевая плита; 10 – кільце; 11 – сталевая конусна пробка.

Залежно від виду арматурної сталі, методу її натягу, довжини натягваних стержнів та інших факторів призначають значення *попереднього напруження*. При малих значеннях його ефект може бути втрачений внаслідок втрат попереднього напруження. При високих значеннях попереднього напруження виникає небезпека руйнування бетону, а також розриву самої арматури при її натягу.

Попередні напруження  $\sigma_{sp}$  і  $\sigma'_{sp}$  у арматурі  $S$  і  $S'$  призначають

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser}, \quad (7.1)$$

де  $p$  – допустиме відхилення попереднього напруження, МПа:  $p = 0,05\sigma_{sp}$  - при механічному способі натягу арматури;  $p = 30 + 360/l$  - при електротермічному способі натягу арматури, де  $l$  – довжина натягнутого стержня

У межах вказаних обмежень значення попереднього напруження  $\sigma_{sp}$  приймають найбільшими.

Можливі виробничі відхилення від заданого значення попереднього напруження враховують у розрахунках коефіцієнтом точності натягу арматури:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \quad (7.2)$$

Знак «плюс» приймають при несприятливому впливі попереднього напруження (тобто на даній стадії роботи конструкції попереднє напруження знижує її несучу здатність або сприяє утворенню тріщин), знак «мінус» - при сприятливому впливі.

Значення граничного відносного відхилення попереднього напруження  $\Delta\gamma_{sp}$  при механічному способі натягу арматури приймають рівним 0,1, а при електротермічному і електромеханічному способах натягу визначають за формулою:  $\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right)$ , але приймається не менше 0,1.

Тут  $n_p$  – кількість стержнів попередньо напруженої арматури у перерізі елемента.

При визначенні втрат попереднього напруження арматури, а також у розрахунках за розкриттям тріщин і за деформаціями значення  $\Delta\gamma_{sp}$  допускається приймати рівним нулю.

## 7.2 Втрати попереднього напруження

Початкові попередні напруження у арматурі з часом зменшуються (відбуваються їх втрати), що приводить до відповідного зменшення обтиску

бетону. Втрати напружень обумовлені фізико-механічними властивостями матеріалів, технологією виготовлення і конструкцією елементів. Залежно від натягу і виду арматури, а також способу виготовлення і умов, за яких експлуатується конструкція, втрати проявляються внаслідок різних причин і в різній послідовності.

Розрізняють *перші втрати*, що відбуваються до закінчення обтиску елемента і *другі втрати* – після його обтиску. На підставі експериментальних даних нормами проектування [3] встановлені одинадцять видів втрат напружень, які треба враховувати у розрахунку.

### **Перші втрати попереднього напруження.**

1. Релаксація напружень у арматурі при натягу на упори є причиною втрат  $\sigma_1$ , які залежать від способу натягу і виду арматури. При механічному способі натягу:

дротової арматурі

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \quad (7.3)$$

стержневої

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20 \text{ Мпа}; \quad (7.4)$$

При електротермічному і електротермомеханічному способах натягу:

дротової арматурі

$$\sigma_1 = 0,05 \sigma_{sp}; \quad (7.5)$$

стержневої

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}; \quad (7.6)$$

Тут  $\sigma_{sp}$  приймається без урахування втрат, МПа.

2. При натягу на упори бетон піддається нагріву разом з арматурою. Якщо нагрівається тільки арматура, а упори розташовані поза зоною нагріву виробу, то при охолодженні арматури її температурні деформації зменшують пружне видовження. Виникають втрати напружень  $\sigma_2$ , які залежать від

температурного перепаду, тобто різниці між температурою натягнутої арматури у зоні нагріву та упорів, що сприймають зусилля натягу під час нагріву бетону.

При натягу на упори:

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t - \text{для бетонів класів В15 - В40};$$

$$\sigma_2 = 1,0\Delta t - \text{для бетонів класів В45 і вище};$$

де  $\Delta t$  - різниці між температурою нагріваючої арматури і упорів, розташованих поза зоною нагріву, які сприймають зусилля натягу,  $^{\circ}\text{C}$ . При відсутності точних даних приймається  $\Delta t = 65^{\circ}\text{C}$ . При натягу на бетон втрачає від температурного перепаду немає, оскільки форма нагрівається разом з виробом.

3. Анкери, які закріплюють арматуру у натягувальних пристроях, зазнають значних навантажень і деформуються, внаслідок чого створене пружне видовження арматури зменшується. Втрати  $\sigma_3$  від деформацій анкерних пристроїв залежать від способу натягу арматури.

При механічному способі натягу на упори:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (7.7)$$

при електротермічному способі натягу на упори:

$$\sigma_3 = 0, \quad (7.8)$$

де  $\Delta l = 2$  мм - при деформації обтиснених шайб, зім'ятті висаджених головок тощо;

$\Delta l = 1,25 + 0,15d$  - при зміщенні стержнів у інвентарних зажимах або захватах, де  $d$  - діаметр стержня, мм,

$l$  - довжина натягнутого стержня (відстань між зовнішніми гранями упорів форми), мм.

При натягу на бетон:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s, \quad (7.9)$$

де  $\Delta l_1 = l$  мм – деформація обтиснення шайб або прокладок, що розташовані між анкерами і бетоном елемента;

$\Delta l_2 = l$  мм – деформація анкерів стаканного типу, колодок з пробками, анкерних гайок і захватів;

$l$  – довжина натягнутого стержня (довжина елемента), мм.

4. При натягу арматури, що проходить у каналі елемента частка зусиль натягу буде витрачена на подолання тертя по стінкам каналів. Теж саме буде виникати і при розташуванні арматури на бетонній поверхні елемента. Якщо елемент виготовляють з натягом на упори і арматура має перегини, то при її натягу теж виникає тертя об огинаючи пристрої. Втрати напружень від тертя арматури  $\sigma_4$  залежать від її виду і обрису, від поверхні каналу.

Втрати напружень  $\sigma_4$  при натягу на упори від тертя арматури об обгинаючи пристрої:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left( 1 - \frac{1}{e^{\omega\chi + \delta\theta}} \right), \quad (7.10)$$

при натягу на бетон від тертя арматури об стінки каналів або об бетонну поверхню конструкцій

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left( 1 - \frac{1}{e^{\delta\theta}} \right), \quad (7.11)$$

де  $e$  — основа натуральних логарифмів;

$\omega, \delta$  — коефіцієнти, що визначаються за табл. 6 [1];

$\chi$  — довжина ділянки від натяжного пристрою до розрахункового перерізу, м;

$\theta$  — сума кутів повороту вісі арматури, рад;

$\sigma_{sp}$  — приймається без урахування втрат.

5. Якщо арматура закріплюється в упорах, які розташовані на сталевій формі, то при натягуванні арматури деформується (скорочується) сама форма. Втрати від деформації сталеві форми  $\sigma_5$  становлять:

$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (7.12)$$

де  $\eta$  — коефіцієнт, що приймається при натягуванні арматури домкратом

$$\eta = \frac{n-1}{2n}; \quad (7.13)$$

при натягуванні арматури намотувальною машиною (50 % зусиль створюється вантажем)

$$\eta = \frac{n-1}{4n}, \quad (7.14)$$

$n$  — кількість груп стержнів, що натягуються одночасно;

$\Delta l$  — зближення упорів за лінією дії зусилля  $P$ , яке визначається із розрахунку деформації форми;

$l$  — відстань між зовнішніми гранями упорів.

При відсутності даних про технологію виготовлення і конструкцію форми  $\sigma_5=30$  МПа. При електротермомеханічному способі натягу  $\sigma_5=0$ , так як вони враховані при визначенні повного видовження арматури.

6. Деформації швидкоплинної повзучості бетону при натягу арматури на упори виникають одразу після обтиснення бетону Втрати від повзучості бетону  $\sigma_6$  залежать від напружень у бетоні і умов його твердіння. Для бетону природнього твердіння втрати від повзучості:

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha$$

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}; \quad (7.15)$$

при  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > a$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha\right); \quad (7.16)$$

де  $\alpha$  і  $\beta$  — коефіцієнти, що приймаються:

$\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp}$ , але не більше 0,8;

$\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$ , але не більше 2,5 і не менше 1,1;

$\sigma_{bp}$  - стискаючи напруження у бетоні на рівні центрів ваги поздовжньої арматури  $S$  і  $S'$  від дії зусиль попереднього обтиску з урахуванням втрат  $\sigma_1 \dots \sigma_5$ .

Для бетону, що зазнав теплової обробки вказані значення втрат  $\sigma_6$ , зменшують на 15%.

### Другі втрати попереднього напруження.

7. Релаксація напружень у арматурі при натягу на бетон є причиною втрат  $\sigma_7$ , які залежать від способу натягу і виду арматури. Втрати напружень високоміцної дротової і стержневої арматури при натягу на бетон приймаються такими ж, як при механічному способі натягу на упори, тобто  $\sigma_7 = \sigma_1$ .

8. Внаслідок усадки бетону при твердінні елемент скорочується, що призводить до зменшення пружних видовжень арматури і відповідно, до зменшення напружень. Втрати від усадки бетону  $\sigma_8$  при натягу на упори більше, чим при натягу на бетон, тому що вік бетону у першому випадку більше. Втрати попереднього напруження від усадки бетону  $\sigma_8$  визначають за даними табл.7.1

Табл.7.1

Втрати попереднього напруження від усадки бетону  $\sigma_8$ , МПА

Вид бетону	Вид натягу		
	На упори		На бетон
	Бетон природнього	Бетон, що зазнав теплової обробки при	(незалежно від умов твердіння)

	твердіння	атмосферному тиску	бетону)
Важкий			
класів:			
В35 і нижче	40	35	30
В40	50	40	35
В45 і вище	60	50	40
Легкий на			
заповнювачі:			
щільному	50	45	40
пористому	70	60	50

9. Оскільки дія обтиску довгочасна у бетоні виникають деформації повзучості. Елемент додатково скорочується і пружне видовження арматури зменшується. Втрати від повзучості бетону залежать від напружень у бетоні і його виду:

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75$$

$$\sigma_y = 150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}; \quad (7.17)$$

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75$$

$$\sigma_y = 30\alpha \left( \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right), \quad (7.18)$$

де  $\alpha$  і  $\beta$  - коефіцієнти, що приймаються:

для бетону природнього твердіння  $\alpha = 1$ , для бетону, що зазнав теплової обробки  $\alpha = 0,85$ ;

$\sigma_{bp}$  - стискаючи напруження у бетоні на рівні центрів ваги поздовжньої арматури  $S$  і  $S'$  від дії зусиль попереднього обтиску з урахуванням втрат  $\sigma_1 \dots \sigma_6$ .

Для легких бетонів на мілких поризованих заповнювачах значення втрат  $\sigma_8$ , збільшують на 20%.

10. При намотуванні арматури на бетонний елемент попереднє напруження може зменшуватись від зминання бетону під витками арматури. Втрати від зминання бетону під витками спіральної чи кільцевої арматури у конструкціях труб, резервуарів діаметром до 3 м:

$$\sigma_{10} = 10 - 0,22d_{ext}, \quad (7.19)$$

де  $d_{ext}$  – зовнішній діаметр конструкції, см

11. Втрати від деформації стиску стиків між окремими блоками складених конструкцій

$$\sigma_{11} = \frac{n\Delta l}{l} E_s, \quad (7.20)$$

де  $n$  – кількість швів конструкції і оснащення по довжині натягнутої арматури  $l$  (мм);  $\Delta l$  – обтиснення стика, для стиків заповнених бетоном приймається 0,3 мм, при стикуванні насухо – 0,5, см

Якщо строк завантаження конструкцій відомий наперед (наприклад, завантаження цементних бункерів, силосів), то значення втрат напружень від усадки  $\sigma_8$  і повзучості  $\sigma_9$  бетону множать на коефіцієнт:

$$\varphi_t = \frac{4t}{100 + 3t} \quad (7.21)$$

де  $t$  - час у добах, який відраховується: при визначенні втрат  $\sigma_8$  від усадки - з дня закінчення бетонування; при визначенні втрат  $\sigma_9$  від повзучості - з дня попереднього обтиску; при  $t=100$  діб коефіцієнт  $\varphi_t = 1$

Отже перші втрати при натягу на упори

$$\sigma_{11} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6;$$

при натягу на бетон

$$\sigma_{11} = \sigma_3 + \sigma_4.$$

Другі втрати при натягу на упори

$$\sigma_{12} = \sigma_8 + \sigma_9;$$

при натягу на бетон

$$\sigma_{l2} = \sigma_1 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

Загальна величина втрат  $\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$  може бути 30...40 % від початкових напружень. Їх загальну суму  $\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$  при проектуванні конструкцій в усіх випадках приймають не менше 100 МПа.

Отже попереднє напруження в арматурі буде:

після перших втрат

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1}, \quad (7.22)$$

після всіх (перший і других) втрат

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2}. \quad (7.23)$$

### 7.3. Зусилля і напруження попереднього обтиску бетону

Після відпуску попередньо напруженої арматури з упорів або при її натягу на бетон у перерізах залізобетонного елемента виникає зусилля попереднього обтиску  $P$ , яке можна розглядати як зовнішню стискаючу силу, що діє з ексцентриситетом  $e_{op}$  відносно осі, яка проходить через центр ваги приведенного перерізу. Значення  $P$  і  $e_{op}$  визначають за формулами:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s \leq R_{s,ser} \quad (7.24)$$

$$e_{op} = (\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s - \sigma'_s A'_s y'_s) / P \quad (7.25)$$

де  $\sigma_{sp}$  і  $\sigma'_{sp}$  - напруження у напруженій арматурі  $s$  і  $s'$  до обтиснення бетону або у момент зниження попереднього напруження бетону до нуля від впливу на елемент зовнішніх сил, відповідно в розтягнутій і стиснутій зонах;  $\sigma_s$  і  $\sigma'_s$  - напруження у ненапруженій арматурі  $s$  і  $s'$  арматурі, викликані усадкою і повзучістю бетону відповідно в розтягнутій і стиснутій зонах;  $A_{sp}$  і  $A'_{sp}$  - площі перерізу напруженої арматури відповідно  $s$  і  $s'$ ;  $A_s$  і  $A'_s$  - площі перерізу ненапруженої арматури відповідно  $s$  і  $s'$ ;  $y_{sp}$ ,  $y'_{sp}$ ,  $y_s$ ,  $y'_s$  - відстані від центра ваги приведенного перерізу до точок прикладання рівнодіючих зусиль відповідно в напруженій і ненапруженій арматурі.

Значення напружень  $\sigma_{sp}$  і  $\sigma'_{sp}$  приймаються рівними: у стадії обтиску бетону - (зусилля обтиску з врахуванням перших втрат) - втратам попереднього

напруження від швидкоплинної повзучості  $\sigma_6$ ; у стадії експлуатації елемента (з врахуванням усіх втрат) - сумі втрат напружень від усадки і повзучості  $\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$

Напруження обтиску бетону в будь-якій зоні нормального перерізу залізобетонного елемента визначається за правилами розрахунку пружних матеріалів за формулою:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}y_{sp}}{I_{red}}, \quad (7.26)$$

де  $A_{red}$  і  $I_{red}$  — відповідно площа і момент інерції приведенного перерізу;  $y$  — ордината точки, що розглядається.

Максимальне напруження обтиску бетону  $\sigma_{bp}$  на рівні крайньої стиснутої зони в стадії попереднього обтиску, яке визначають з врахуванням перших втрат при  $\Delta\gamma_{sp}=1$  для запобігання виникнення поздовжніх тріщин не повинно перевищувати значень, які наведені в нормах.

### ***Контрольні питання для самоперевірки***

1. Які конструкції називають попередньо напруженими?
2. Назвіть переваги і недоліки попередньо напружених конструкцій.
3. Які класи арматури використовують для армування попередньо напружених конструкцій?
4. Які класи бетонів використовують для виготовлення попередньо напружених конструкцій?
5. У чому полягає різниця методів створення попереднього напруження?
6. Охарактеризуйте способи натягу арматури.
7. Назвіть види втрат попереднього напруження.
8. Як визначається коефіцієнтом точності натягу арматури?
9. Як визначаються зусилля попереднього обтиску бетону  $P$ ?
10. Від чого залежать напруження обтиску бетону  $\sigma_{bp}$ ?

## ДОДАТКИ

### Додаток І

Розрахункові опори бетону при осьовому стиску та розтягу;  
модуль пружності

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку по І групі граничних станів, МПа		Розрахунковий опір бетону при розрахунку по ІІ групі граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_b \cdot 10^3$ , МПа		Примітка
	стиск $R_b$	розтяг $R_{bt}$	стиск $R_{b, ser}$	розтяг $R_{bt, ser}$	природне твердіння	підданий тепловій обробці при атмосферному тиску	
<b>А. ВАЖКИЙ ТА ДРІБНОЗЕРНИСТИЙ (А) БЕТОНИ</b>							
B3,5	2,1	0,26	2,7	0,39	9,5/7,0	8,5/6,5	у знаменник у подані значення модуля пружності для дрібнозернистих бетонів групи А
B5,0	2,8	0,37	3,5	0,55	13,0/10,0	11,5/9,0	
B7,5	4,5	0,48	5,5	0,70	16,0/13,5	14,5/12,5	
B10	6,0	0,57	7,5	0,85	18,0/15,5	16,0/14,0	
B12,5	7,5	0,66	9,5	1,00	21,0/17,5	19,0/15,5	
B15	8,5	0,75	11,0	1,15	23,0/19,5	20,5/17,0	
B20	11,5	0,90	15,0	1,40	27,0/22,0	24,5/20,0	
B25	14,5	1,05	18,5	1,60	30,0/24,0	27,0/21,5	
B30	17,0	1,20	22,0	1,80	32,5/26,0	29,0/23,0	
B35	19,5	1,30	25,5	1,95	34,5/27,5	31,0/24,0	
B40	22,0	1,40	29,0	2,10	36,0/28,5	32,5/24,5	
B45	25,0	1,45	32,0	2,20	37,5/-	34,0/-	
B50	27,5	1,55	36,0	2,30	39,0/-	35,0/-	
B55	30,0	1,60	39,5	2,40	39,5/-	35,5/-	
B60	33,0	1,65	43,0	2,50	40,0/-	36,0/-	
<b>Б. ЛЕГКИЙ БЕТОН щільний / пористий заповнювачі</b>							
B2,5	1,5	0,20/0,20	1,9	0,29/0,29		4,0/7,0/-	Модулі пружності подані залежно від середньої щільності
B3,5	2,1	0,26/0,26	2,7	0,39/0,39		4,5/7,8/-	
B5,0	2,8	0,37/0,37	3,5	0,55/0,55		5,0/8,8/11,2	
B7,5	4,5	0,48/0,48	5,5	0,70/0,70		5,5/10,0/11	

		8				3,0	бетону В кг/м <sup>3</sup> 800/1400/1 800
B10	6,0	0,57/0,5 7	7,5	0,85/0,85		– /11,0/14,0	
B12,5	7,5	0,66/0,6 6	9,5	1,0/1,0		– /11,7/14,7	
B15	8,5	0,75/0,7 4	11,0	1,15/1,10		– /12,5/15,5	
B20	11,5	0,90/0,8 0	15,0	1,40/1,20		– /13,5/17,0	
B25	14,5	1,05/0,9 0	18,5	1,60/1,35		– /14,5/18,5	
B30	17,0	1,20/1,0	22,0	1,80/1,50		– /15,5/19,5	
B35	19,5	1,30/1,1 0	25,5	1,95/1,65		–/–/20,5	
B40	22,0	1,40/1,2 0	29,0	2,10/1,80		–/–/21,0	

Таблиця 3.1 – Характеристичні міцності і деформативності бетону

	Клас міцності бетону														Аналітична залежність / пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60				
$f_{ck, cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60				
$f_{cm, cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm, cube} = f_{ck, cube} / (1 - 1,64V_f)^{-1}$			
$f_{ck, prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43				
$f_{cd}$ (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$			
$f_{ctm}$ (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1				
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% вибірки			
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% вибірки			
$E_{cm}$ (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40				
$E_{ck}$ (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37				
$E_{cd}$ (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34				
$\varepsilon_{t, ck}^{(t)}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02				
$\varepsilon_{t, cd}^{(t)}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91				
$\varepsilon_{sd, ck}^{(t)}$ (‰)	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40				
$\varepsilon_{sd, cd}^{(t)}$ (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29				
$\varepsilon_{r3, ck}^{(t)}$ (‰)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\varepsilon_{r3, ck} = f_{ck, prism} / E_{ck}$			
$\varepsilon_{r3, cd}^{(t)}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{r3, cd} = f_{cd} / E_{cd}$			
$\varepsilon_{r3, ck}^{(t)}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{r3, ck} = 0,9 \cdot \varepsilon_{r3, ck}$			
$\varepsilon_{r3, cd}^{(t)}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,49	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{r3, cd} = 0,9 \cdot \varepsilon_{r3, cd}$			

†) – величини  $f_{cm, cube}$  в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації  $V_f$ , який дорівнює 13,5 %.

**КОЕФІЦІЄНТИ  $a_k$  РІВНЯННЯ (3.5) ДЛЯ НЕЛІНІЙНОГО РОЗРАХУНКУ БЕТОННИХ  
ТА ВАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ПЕРШОЮ І ДРУГОЮ ГРУПАМИ  
ГРАНИЧНИХ СТАНІВ**

Таблиця Д.1 Коefіцієнти  $a_k$  для розрахунків за першою групою граничних станів

Коефіцієнт	Клас бетону на стиск										
	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/35	C 32/40	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
$a_1$	3,6082	3,3358	3,0798	2,8785	2,7404	2,6219	2,51816	2,40816	2,32566	2,24964	2,1659
$a_2$	-5,1559	-4,4171	-3,7184	-3,1586	-2,7649	-2,4250	-2,14804	-1,9689	-2,044	-2,2642	-2,2379
$a_3$	3,6537	2,9526	2,2946	1,7454	1,3416	0,98327	0,71003	0,6885	1,3717	2,04693	2,2202
$a_4$	-1,2723	-1,0093	-0,7533	-0,52904	-0,35004	-0,17908	$-1,839 \cdot 10^{-3}$	-0,10286	-0,70272	-1,300	-1,3876
$a_5$	0,1663	0,1319	$9,727 \cdot 10^{-3}$	$6,374 \cdot 10^{-3}$	$3,295 \cdot 10^{-3}$	$-1,067 \cdot 10^{-3}$	$-3,169 \cdot 10^{-4}$	$-2,488 \cdot 10^{-2}$	0,11981	0,2675	0,4008

Коефіцієнти умов роботи бетону  $\gamma_{b2}$ 

Фактори, які обумовлюють уведення коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_{b2}$	Числове значення
Тривалість дії навантаження: а) при врахуванні постійних і змінних, окрім навантажень нетривалої дії, сумарна тривалість дії яких за період експлуатації мала (наприклад, кранові навантаження; навантаження від транспортних засобів; вітрові навантаження; навантаження, які виникають при виготовленні, транспортуванні і зведенні тощо), а також при врахуванні особливих навантажень, які викликані деформаціями просадочних, набухаючих та подібних ґрунтів для важкого, дрібнозернистого і легкого бетонів природного твердіння і підданих тепловій обробці: в умовах експлуатації конструкцій, що сприяють зростанню міцності бетону (наприклад, під водою, у вологому ґрунті або	1,00

при вологості повітря навколишнього середовища вище 75 %)	
в інших випадках	0,90
для ніздрюватого і поризованного бетонів незалежно від умов експлуатації	0,85
б) при врахуванні у розглядаємому сполученні короточасних навантажень або особливих навантажень, не вказаних вище (наприклад, при врахуванні сейсмічних для всіх видів бетону	1,10

## Механічні характеристики стержневої, дротової та канатної арматури

Клас арматури	Діаметр, мм	Нормативний опір при розрахунку по II групі граничних станів $R_{s,ser}$ , МПа	Розрахунковий опір арматури при розрахунку по I групі граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$ , МПа
			при розтягу		при стиску $R_{sc}$	
			у поздовжньому напрямку $R_s$	у поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів $R_{sw}$		
<i>Стержнева</i>						
A240C(AI)	5,5; 6...40	240 (235)	225 (225)	175 (175)	225 (225)	21
(AII)	10...40	290 (295)	280 (280)	225 (225)	280 (280)	21
гарячекат.	6...8	400 (390)	365 (355)	290 (285)	365 (355)	20
A400C(AIII)	10...40	400 (390)	375 (365)	290 (290)	375 (365)	20
термомех. зміцнена						
A400C(AIII)	8...32	400 (390)	365 (365)	290 (290)	365 (365)	20
термомех. зміцнена						
A500C(AтI II)	8...22	500 (390)	450 (365)	290 (290)	450 (365)	19
	25...32	500 (390)	435 (365)	290 (290)	435 (365)	19
A600(AIV)	10...40	700 (590)	520 (510)	415 (405)	450 (390)	19
<i>Дротова</i>						
Bp I	3	410	375	270	375	17
	4	405	370	265	370	17
	5	395	360	260	360	17
B II	3	1490	1240	990	390	20
	4	1410	1180	940	390	20
	5	1330	1100	890	390	20
	6	1250	1050	835	390	20
	7	1180	980	785	390	20
	8	1100	915	730	390	20
Bp II	3	1460	1200	970	-	20
	4	1370	1140	910	-	20
	5	1250	1050	830	-	20

	6	1180	980	785	-	20
	7	1100	915	735	-	20
	8	1020	850	675	-	20
<i>Канатна</i>						
К-7	6	1450	1200	970	-	18
	9	1370	1140	910	-	18
	12	1330	1100	890	-	18
	15	1290	1080	865	-	18
К-19	14	1410	1180	940	-	18

## Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760-98

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечного перерізу (см <sup>2</sup> ) при кількості стержнів										Маса 1 пог. м, кг	Діаметр, мм	Сортамент гарячекатаної зміцненої арматури із сталі класів							Сортаме нт арматурн ого дроту		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A240C	(AII)	A400C	A500C	A600C	A800 (AV)	A1000	(AVII)	звичайни й R <sub>n</sub> I	високомі цний B-II,
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055 (0,051)	3	-	-	-	-	-	-	-	X	X	
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098 (0,090)	4	-	-	-	-	-	-	-	X	X	
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154 (0,139)	5	-	-	-	-	-	-	-	X	X	
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	2,38	0,187	5,5	X	-	-	-	-	-	-	-	-	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	X	-	X	X	-	-	-	-	X	X
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	-	-	-	-	-	-	-	X	X	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	X	-	X	X	-	-	-	-	X	X
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	-	-	-	X	-	-	-	-	-	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8 0	7,99	36	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-

40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,4 8	113,0 4	125,6 0	9,87	40	x	x	x	x	x	x	x	x	-	-
----	-------	-------	-------	-------	------	-------	-------	------------	------------	------------	------	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

**Примітки:** 1. Позначкою „x” помічені прокатувані діаметри.  
ВР-І.

2. У дужках вказана маса дроту

Додаток VI

Сортамент арматурних канатів класу К-7

Номінальний діаметр канату, мм	Діаметр складового дроту, мм	Площа поперечного перерізу канату (см <sup>2</sup> ) при кількості									Теоретична маса 1 м довжини канату, кг
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
4,5	1,5	0,12	0,2	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	1,01	1,14	0,102
		7	5	8	1	4	6	9			
6,0	2,0	0,22	0,4	0,6	0,9	1,1	1,3	1,5	1,81	2,03	0,173
		6	5	8	0	3	6	8			
9,0	3,0	0,50	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,07	4,58	0,402
		9	2	3	4	4	5	6			
12,0	4,0	0,90	1,8	2,7	3,6	4,5	5,4	6,3	7,26	8,17	0,714
		8	2	2	3	4	5	5			
15,0	5,0	1,41	2,8	4,2	5,6	7,0	8,4	9,9	11,3	12,7	1,116
		6	3	4	6	7	9	0	2	3	

Додаток VII

Співвідношення між діаметрами зварюваних стержнів та мінімальна відстань між стержнями в зварних сітках, виготовлених канатним зварюванням

Напрямок стержнів	Діаметри стержнів, мм																
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
1. Діаметри одного напрямку (поздовжнього)																	
2. Найменший діаметр другого	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12	12

напрямку (поперечного або похилого)																		
3. Найменші допустимі відстані між осями стержнів одного напрямку, мм	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200	
4. Те саме поздовжніх стержнів при двохрядному розташуванні в каркасі, мм	-	-	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80	

**Примітка:** При ручному зварюванні стержнів без флюсу діаметр арматури повинен бути не менше 10 мм.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
2. Вахненко П.Ф. Залізобетонні конструкції. – К.: Урожай, 1995. – 368 с.
3. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.; Госстрой СССР, 1989 – 147 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП, 1989. -80 с
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП, 1986. –Ч.1.- 188 с.; Ч.2. - 144 с.
6. *ДБН В.2.2.1-2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006. – 59 с. - Чинні з 1.01.2007.
7. *ДСТУ Б В.12-3:2006*. Прогини і переміщення. Вимоги проектування Мінбудархітектури України. – К.: Сталь, 2006. – 10 с. - Чинний з 1.01.2007.
8. *ДСТУ 3760:2006*. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Чинний з 10.01.2007.
9. *ДБН В.1.2-14-2009*. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с. - Чинні з 1.12.2009.
10. *ДСТУ Б В.2.6-156:2010* «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування»
11. *ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008* «Система надійності та безпеки у будівництві. Основи проектування конструкцій»