

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

Є. С. СЕДИШЕВ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

З КУРСУ

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

*(для слухачів другої вищої освіти на факультеті
післядипломної освіти і заочного навчання спеціальності
7.092101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

**ХАРКІВ
ХНАМГ
2012**

Седишев Є.С. Конспект лекцій з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (для слухачів другої вищої освіти на факультеті післядипломної освіти і заочного навчання спеціальності 7.092101 «Промислове і цивільне будівництво») / Є.С. Седишев; Харк. нац. акад. міск. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2012. – 94 с.

Автор: Є. С. Седишев

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол засідання № 1 від 30.08.2010 р.

© Седишев Є. С., ХНАМГ, 2010

1. ВСТУП

1.1. Суть залізобетону

Залізобетон – це матеріал, що являє собою раціональне сполучення в конструкції двох різних за своїми механічними властивостями матеріалів – сталі і бетону.

Основна ідея виготовлення залізобетону полягає в тому, щоб використати бетон у роботі на стиснення, а сталеві арматурні стержні – на розтяг.

Як відомо, бетон добре чинить опір стисненню і значно гірше – розтягненню. Наприклад, бетонна балка, що лежить на двох опорах, при згинанні зазнає вище від нейтрального шару стиснення, а нижче від нього – розтягнення і має дуже малу несучу здатність, тому що не використовується її здатність добре робити на стиснення. Тих же розмірів залізобетонна балка, але з арматурними стержнями в розтягнутій зоні, що чинять опір розтягненню, має значно більшу несучу здатність – у 10...20 разів.

Основою раціональної спільної роботи бетону і сталеві арматури є вигідне природне сполучення деяких важливих фізико-механічних властивостей цих матеріалів:

1. Бетон під час твердіння міцно зчіплюється зі сталевими стержнями; під дією зовнішніх сил обидва матеріали деформуються і працюють спільно, тобто суміжні волокна бетону та сталі зазначають однакових деформацій.

2. Значення коефіцієнтів температурного розширення бетону і заліза близькі між собою (0,00001 ... 0,000015), унаслідок чого при зміні температури в порівняно невеликих межах у складеному матеріалі виникають лише невеликі внутрішні напруження, які не можуть викликати небезпечні деформації. У той же час бетон, порівняно гірший провідник тепла, захищає сталь від перегріву.

3. Досвід експлуатації залізобетонних конструкцій показав, що бетон запобігає корозії сталі, яка знаходиться в ньому.

1.2. Позитивні й негативні властивості залізобетонних конструкцій

Основними позитивними властивостями залізобетону є:

- вогнестійкість. Бетон це вогнестійкий матеріал, він запобігає швидкому нагріванню до небезпечної температури сталевих стержнів, що знаходяться в його тілі. Правильно запроектовані й зведені залізобетонні конструкції під час пожежі середньої інтенсивності й тривалості, як правило, не руйнуються;

- порівняно з неармованим бетоном та каменем значно більший опір статичним і динамічним навантаженням та силовим діям. Залізобетон здатний сприймати не тільки стискаючи, а й розтягуючи зусилля – довговічність. Бетон, який оточує сталь, захищає її від корозії і сам необмежено тривалий час залишається неушкодженим за нормальних умов експлуатації;

- сейсмостійкість;

- можливість виготовляти конструкції будь-яких форм;

- незначні експлуатаційні витрати, значно менші ніж на сталеві або дерев'яні конструкції;

- для виготовлення конструкцій застосовуються місцеві матеріали (камінь, пісок, щебінь), або місцевого виробництва штучні заповнювачі (керамзит).

Залізобетон має деякі вади:

- значна власна вага конструкцій, особливо несучих;

- відносно велика звуко- й теплопровідність. Треба вживати додаткові заходи і витрати на обладнання ізоляції;

- важко змінювати форму залізобетонних конструкцій або їх підсилювати;

- у бетоні розтягнутої зони не виключена можливість розкриття тріщин.

1.3. Галузі застосування залізобетону

Залізобетонні конструкції є базою сучасного індустріального будівництва. Із залізобетону зводять промислові одноповерхові й багатоповерхові будівлі, цивільні будівлі різного призначення, у тому числі житлові будинки, сільськогосподарські будівлі різного призначення. Залізобетон застосовують при зведенні тонкостінних покриттів (оболонок) промислових і громадських будинків великих прольотів; інженерних споруд: силосів, бункерів, резервуарів, димарів; в транспортному будівництві для метрополітенів, мостів, тунелів; в енергетичному будівництві для гідроелектростанцій, атомних реакторів; у гідромеліоративному будівництві для ірригаційних споруд; у гірничій промисловості, тощо.

На виготовлення залізобетонних стержневих конструкцій металу використовується у 2,5 ... 3,5 рази менше ніж на аналогічні сталеві конструкції, а на виготовлення настилів, труб, бункерів і т. п. із залізобетонних конструкцій потрібно у 10 разів менше металу.

За способом виготовлення розрізняють: збірні залізобетонні конструкції, які виготовляють на заводах буд індустрії і монтують на будівельних майданчиках, і монолітні конструкції, які зводять на місці будівництва; збірно-монолітні конструкції, які виконуються з збірних залізобетонних елементів і монолітного бетону.

1.4. Розвиток залізобетонних конструкцій

Залізобетон, порівняно з іншими будівельними матеріалами (камінь, деревина, метал) з'явився зовсім недавно. Перші конструкції, що склалися із цементного розчину й дротяного каркаса і стали прототипом залізобетонних конструкцій, відомі із середини ХІХ ст. (Ламбо, 1855 р. – човен; Монье, 1867 р. – садові діжки та ін.).

Перші залізобетонні конструкції у вигляді плит, балок, колон почали застосовувати в 1860 ... 1880-ті роки. Їх проектували і виготовляли інтуїтивно.

Теорія розрахунку залізобетонних конструкцій у загальних рисах склалася наприкінці ХІХ – початку ХХ ст. Основна заслуга в цьому належить Консідеру й Геннебіну (Франція), Кенену і Мйоршу (Німеччина), Залігеру (Австрія) та ін. В основу цієї теорії були покладені закони опору матеріалів, а бетон розглядався як пружний матеріал, підпорядкований закону Гука.

У Росії ентузіастом поширення залізобетону був М.А. Белелюбський. Під його керівництвом у 1891 р. були проведені широкі дослідження властивостей залізобетонних плит, балок, арок, резервуарів. Розвитку науки сприяли праці І.Г. Малюги, А.Ф. Лолейта, Т.П. Передерія, І.С. Подольського та інших вчених.

Перші норми на проектування із залізобетону у Росії затверджені в 1908 р.

Відомі споруди перших років застосування залізобетону в Росії це:

- пішохідний арочний міст прольотом 45 м у Нижньому Новгороді (1896 р.);

- маяк висотою 36 м у Миколаєві (1904 р.) та ін.

У 1925 ... 1932 рр. у СРСР побудовані унікальні споруди: центральний телеграф у Москві, Будинок промисловості у Харкові, ряд великих промислових та гідротехнічних споруд.

З розвитком будівництва й експериментальних досліджень дедалі очевиднішими ставали недоліки теорії розрахунку залізобетонних конструкцій за допустимими напруженнями як пружного матеріалу. За пропозицією А.Ф. Лолейта в лабораторії залізобетонних конструкцій під керівництвом О.О. Гвоздева був

розроблений метод розрахунку за руйнуючими навантаженнями. У 1950-х роках завдяки працям О.О. Гвоздева, В.І. Мурашова, П.Л. Пастернака та інших учених був розроблений метод розрахунку конструкцій за граничними станами. Цей метод з деякими вдосконаленнями використовується і тепер.

2. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ

2.1. Види бетонів, що застосовуються у конструкціях

Бетон як складова частини залізобетону повинен мати цілком визначені, наперед задані фізико-механічні властивості. Найголовнішими з них є міцність, надійне зчеплення з арматурою, достатня щільність.

Бетони класифікують за:

- *призначенням* – конструктивні й спеціальні (декоративні, теплоізоляційні тощо);
- *видом в'язучого* – на цементних, вапняних, гіпсових, шлакових і спеціальних в'язучих;
- *видом заповнювачів* – на щільних, пористих і спеціальних заповнювачах;
- *структурою* – щільної структури; поризованої; ніздрюватої, великопористої;
- *умовами тверднення* – природного тверднення; бетон, що зазнав тепло вологої обробки при атмосферному тиску; бетон, що зазнав автоклавної обробки.

Для виготовлення бетонних і залізобетонних конструкцій застосовують такі види бетонів:

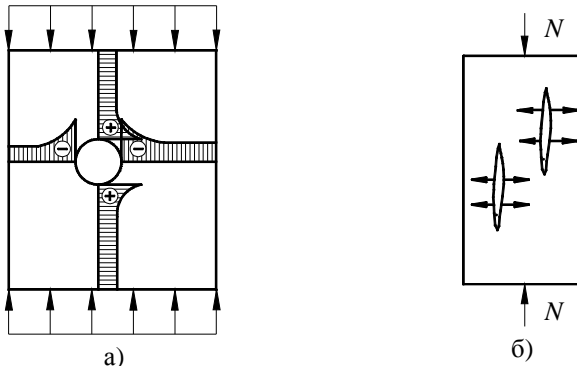
- *важкий* – середньої щільності 2200 ... 2500 кг/м³ (на щільних заповнювачах);
- *дрібнозернистий* – середньої щільності понад 1800 кг/м³ (на дрібних заповнювачах);
- *легкий* – щільної і поризованої структури (на пористих заповнювачах);
- *ніздрюватий* – автоклавного і неавтоклавного тверднення;
- *спеціальний* – напружуваний.

Щільним заповнювачем для важких бетонів є щебінь із роздрібнених гірських порід (пісковика, граніту, діабазу, тощо) і кварцовий пісок. Пористі заповнювачі можуть бути природними (перліт, пемза, черепашник) або штучними (керамзит, шлак тощо). Залежно від виду пористих заповнювачів розрізняють керамзитовий, шлаковий, перлітобетон та ін.

2.2. Структура бетону і її вплив на міцність та деформативність

Бетон – це капілярно-пористий матеріал зі складним агрегатним станом, в якому мають місце три фази речовини: тверда фаза – крупний та дрібний заповнювач і кристалічний зросток в'язучого; рідка фаза – твердіючий гель в'язучого (зв'язана вода) та вода у порах і пустотах (незв'язана); газоподібна фаза – повітря у порах і пустотах.

Через складність і неоднорідність структури бетону його напружений стан при не в на тяженні дуже складний. При стисканні напруження концентруються на більш жорстких частках, які мають більший модуль пружності, а в місцях послаблення бетону мікро-, макротріщинами й пустотами відбувається концентрація стискальних і розтягуючи напружень. При взаємному накладанні розрив бетону розрив елементів у поперечному напрямку. Спочатку розтягуючи напруження призводять до появи первісних мікротріщин, а потім при збільшенні навантаження або при його тривалій дії виникають видимі тріщини, що спричиняє руйнування бетону.



*Рис. 2.1 – Характер руйнування бетону:
а – концентрація напружень поблизу мікропор і пустот; б – руйнівні тріщини*

Експериментальні дослідження бетону показали, що до нього не можна застосовувати теорію міцності, запропоновану для пружних матеріалів. Довести загальну теоретичну залежність між міцністю, деформативністю, складом і структурою бетону поки що не вдалося. Тому висновки про міцність та деформативність бетону в даний час ґрунтуються на експериментальних даних, котрі приймають як вихідні

при розрахунку і конструюванню будь-яких залізобетонних конструкцій.

У зв'язку з тим, що процес тверднення бетону тривалий, його міцність з часом зростає. Це зростання залежить також від навколишнього середовища.

У звичайних умовах природного тверднення бетон на портландцементі інтенсивно набирає міцність у перші 28 діб. Потім зростання міцності має згасаючий характер. У сухих умовах зберігання бетону зростання становить до 1,5 раз, а у вологих умовах до 2 разів.

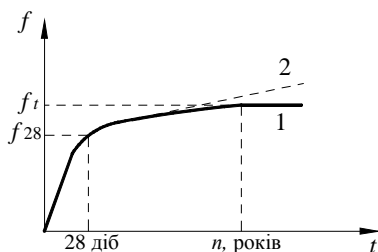


Рис. 2.2 – Зростання міцності бетону з часом:

1 – при твердненні у сухому середовищі; 2 – те ж у вологому:

$$f_t = f_{28} \cdot \frac{\lg t}{\lg 28} = 0,7 f_{28} \cdot \lg t, \quad (2.1)$$

де t – час у добах.

З часом зростає не тільки міцність бетону на стиск, але й крихкість, що також треба враховувати при проектуванні залізобетонних конструкцій.

Бетон має властивості зменшуватися в об'ємі при твердненні в повітрі й збільшуватися при твердненні у воді. Перша властивість називається усадковою, друга – набуханням.

Усадка пов'язана з фізико-хімічними процесами тверднення та зменшенням об'єму цементного гелю. Найінтенсивніше вона відбувається у початковий період тверднення, а потім поступово згасає. Усадку бетону враховують при визначенні втрат попереднього напруження і розрахунку тріщиностійкості.

2.3. Міцнісні й деформативні характеристики бетону

Високий опір бетону стискові є його найбільш цінною властивістю, яку широко використовують у конструкціях. Тому за еталон міцності прийнятий граничний опір стиску (f_{cu}) бетонного куба.

Міцність бетону на стиск визначається за результатами випробувань партії кубиків у кількості 3 ... 6 штук. Стандартний куб має розмір ребра 15 см.

$$f_{ci} = \frac{N_{ui}}{A_{ci}} \quad (2.2)$$

Характеристичне значення міцності бетону на стиск:

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}, \quad (2.3)$$

де n – кількість зразків.

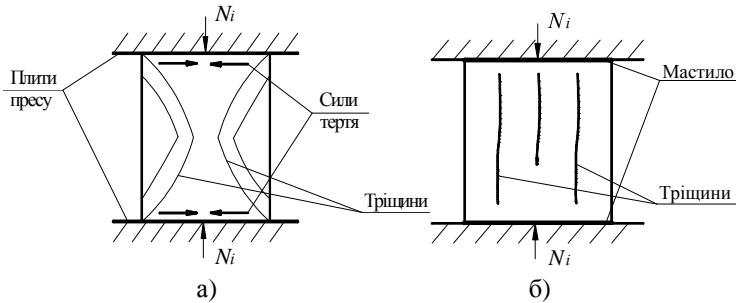


Рис. 2.3 – Характер руйнування бетонних кубиків:
 а – при терті по опорних площинах; б – при відсутності тертя

Кубикові міцність безпосередньо в розрахунках не використовують, оскільки залізобетонні конструкції відрізняються від кубика за формою, розмірами й напруженим станом.

При збільшенні висоти зразка вплив опорного тертя зменшується, поперечне розширення зразка стає вільнішим і міцність бетону зменшується. Цю міцність називають при змовою.

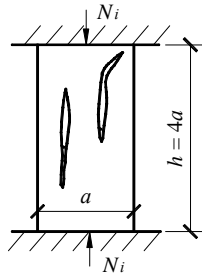


Рис. 2.4 – Характер руйнування бетонних призм

Експериментальне визначення при змовою міцності виконують на партії зразків, у яких відношення висоти до розміру поперечного перерізу $\frac{h}{a} = 4$.

У практиці при змову міцність бетону ($f_{c,prism}$) розраховують по кубковій міцності ($f_{c,cub}$):

$$f_{c,prism} = \frac{1300 + f_{c,cub}}{1450 + 3f_{c,cub}} \cdot f_{c,cub} \cong 0,75 \cdot f_{c,cub} \quad (2.4)$$

Міцність бетону при розтягу f_{ct} має значно менше значення, ніж при стиску і становить $(0,1 \dots 0,05) \cdot f_{c,cub}$. При збільшенні міцності бетону відношення $\frac{f_{ct}}{f_c}$ зменшується. Залежність між цими характеристиками має вигляд

$$f_{ct} = 0,5 \cdot \sqrt[3]{f_{c,cub}^2} \quad (2.5)$$

Значення f_{ct} встановлюють випробуваннями на розрив зразків у вигляді вісімок, або на згин бетонних балок.

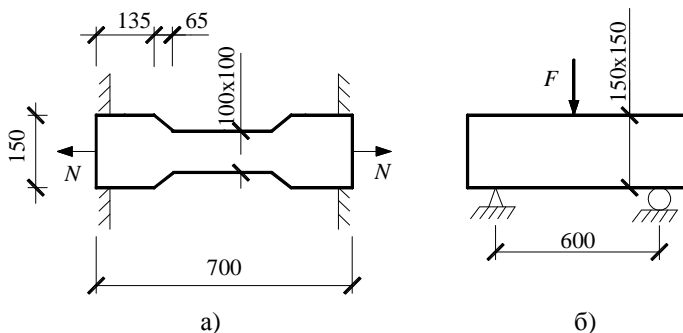


Рис. 2.5. – Схеми випробувань зразків для визначення міцності бетону на розтяг:

а – на «вісімках»; б – на бетонних балках

За руйнуючим моментом бетонної балки:

$$f_{ct} = \frac{3,5M}{b \cdot h^2} \quad (2.6)$$

Міцність бетону при зрізі (f_{sh}) й сколюванні ($f_{c,prism}$) залежить від міцності бетону на розтяг:

$$f_{c,prism}; \quad f_{ch} = (1,5...2)f_{ct}. \quad (2.7)$$

Для характеристики деформативних властивостей пружних матеріалів і визначення зв'язку між деформаціями й напруженнями по закону Гука вводять поняття модуля пружності E . Щодо бетону, то він є матеріалом пружно-пластичним, тому залежність (напруження-деформації) для нього нелінійна і

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \operatorname{tg}\alpha, \quad (2.8)$$

де α – кут нахилу дотичної до кривої « σ – ε » в точці з даним напруженням.

У зв'язку з цим для бетону ввели поняття E_c , який відповідає миттєвому завантаженню зразка, при якому виникають лише пружні деформації:

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_e} = \operatorname{tg}\alpha_0. \quad (2.9)$$

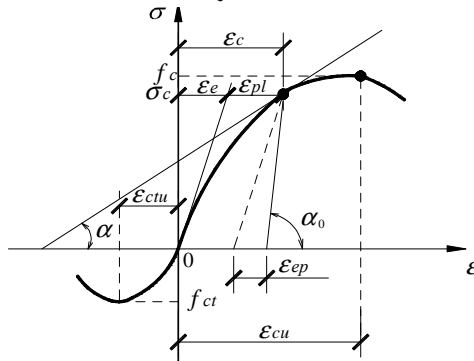


Рис. 2.6 – Діаграма напруження-деформації для бетону

Граничні деформації бетону залежать від його класу, складу, щільності й тривалості дії навантаження і коливаються у широких межах. Орієнтовні середні граничні деформативності:

- при стиску $\varepsilon_c = 0,0015...0,0020$;
- при розтягу $\varepsilon_{ct} = 0,0001...0,00015$.

2.4. Класи і марки бетонів

Міцність бетону на стиск визначається через класи міцності бетону, які позначаються літерою *C*. Класи міцності ґрунтуються на характеристичній кубковій міцності $f_{sk,cube}$ (із гарантованою з 95%тою імовірністю), визначеній при стисненні куба з ребром 15 см у віці 28 діб з бетону робочого складу, виготовленого і випробуваного згідно з діючими стандартами.

У нормах [5] класи міцності для бетонних і залізобетонних конструкцій дають в межах C8/10 ... C50/60, де перша цифра позначає розрахункове значення, а друга – характеристичне значення кубковій міцності. Механічні характеристики бетону, необхідні для проектування, наведені в табл. 2.1.

Класи понад C30/35 відносяться до високоміцних бетонів, а менше ніж C8/10 до неконструктивних (підготовки, підливки та ін.). Марки бетону за морозостійкістю від F25 до F500 характеризують число витримуваних циклів поперемінного заморожування та розморожування у стані насиченості водою.

Марки бетону за водонепроникністю від W2 до W12 характеризують граничний тиск води, при якому ще спостерігається просочування її через випробуваний зразок.

Марки бетону за щільністю від D800 до D2400 характеризують середню щільність (кг/м³).

Оптимальні клас і марку бетону вибирають на основі техніко-економічних міркувань залежно від типу залізобетонної конструкції, її напруженого стану, способу виготовлення, умов експлуатації та ін.

Таблиця 2.1 – Характеристики міцності і деформативності бетону

Розрахункові параметри	Клас міцності бетону											Аналітична залежність
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
Середнє значення міцності на стиск, $f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	
Характеристичне значення міцності на стиск, $f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	$f_{ck,cube} = f_{cm,cube} (1 - 1,64V_c)$ $V_c = 13,5\%$
Характеристичне значення призмової міцності на стиск, $f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	$f_{ck,prism} \approx 0,75f_{ck,cub}$
Розрахункове значення міцності на стиск, f_{cd} (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ $\gamma_c = 1,3$
Характеристичне значення міцності на розтяг f_{ctk} (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ 5%-й вибірки
Розрахункове значення міцності на розтяг f_{ctd} (МПа)	0,53	0,73	0,87	1,0	1,2	1,33	1,4	1,47	1,67	1,8	2,0	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_{ct}$ $\gamma_{ct} = 1,5$

Продовження табл. 2.1

Характеристичне значення початкового модуля пружності E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
Розрахункове значення модуля пружності E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
Значення відносних граничних деформацій стиску ε_{cu} (%)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,0	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	

3. АРМАТУРА

3.1. Призначення і види арматури

Арматуру розташовують головним чином у тих місцях конструкцій, які зазнають розтягу (при згині, центральному і позacentровому розтягу, позacentровому стиску), її часто застосовують для підсилення стиснутого бетону, а також для сприйняття усадочних і температурних напружень.

Поздовжні стержні арматури, що сприймають розтягуючи (інколи й стискальні) зусилля, називають робочою арматурою. Її встановлюють у конструкцію за розрахунком. Арматура, яка встановлюється за конструктивними й технологічними міркуваннями, має назву монтажної. Вона забезпечує проектне місцезнаходження робочої арматури, більш рівномірно розподіляє зусилля між окремими стержнями робочої арматури і сприймає зусилля, що не вираховуються (від усадки, змін температур тощо).

3.2. Механічні властивості арматурних сталей

Характеристики міцності й деформацій арматурних сталей встановлюють за діаграмою « $\sigma_s - \epsilon_s$ », одержуваної при випробуваннях зразків на розтяг.

Гарячекатана арматурна сталь з площадкою текучості на діаграмі (м'яка сталь) має значне подовження ϵ_s при розриві (до 25%). Для залізобетону основною механічною характеристикою цієї сталі є межа її текучості σ_y . Якщо напруження в арматурі досягають цієї межі, в розтягнутій зоні бетону розкриваються недопустимо великі тріщини і зростає прогин. Тому для гарячекатаних арматурних сталей за характеристичне значення міцності приймають найменшу (із забезпеченням 0,95) межу текучості, що контролюється.

Зміцнення гарячекатаної арматурної сталі і зменшення її подовження роблять за рахунок:

- введення до складу сталі вуглецю й легуючих домішок (марганцю, кремнію, хрому, тощо);
- холодним деформуванням (наклеп) при штучній витяжці до напруження $\sigma_n > \sigma_y$;
- термічним зміцненням (загартування) при нагріванні до 800°C і швидким охолодженням з частковим відпуском металу нагріванням до 300 ... 400°C;

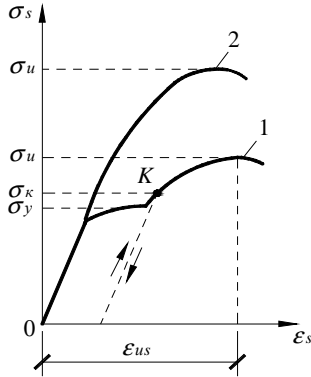


Рис. 3.1 – Діаграми розтягу арматурної сталі:
1 – гарячекатаної; 2 – високоміцної

Характеристичним значенням міцності «твердих» сталей вважають умовну межу текучості (яка дорівнює значенню напружень, що відповідають залишковому відносному подовженню 0,2%, для стержневої арматури, високоміцного дроту й арматурних канатів), або напруження, що дорівнює 0,75 тимчасового опору розриву (σ_u) для звичайного дроту.

Важливі властивості арматурної сталі які треба враховувати: зварюваність, тобто здатність доброякісно з'єднуватися при зварюванні; холодноламкість, тобто зниження в'язкості (збільшення крихкості) при знижених температурах; релаксація напружень і руйнування при втомленості від дії багаторазового повторного навантаження.

Деформативною характеристикою арматурної сталі до межі текучості є модуль пружності E_s .

3.3. Класифікація арматури

Арматуру для залізобетонних конструкцій поділяють на такі види:

- гарячекатану гладку й періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серповидної форми) діаметром від 3 мм до 40 мм;
- термомеханічну зміцнену періодичного профілю з постійною і змінною висотою виступів (відповідно, кільцевої та серповидної форми) діаметром від 6 мм до 40 мм;
- холодно деформовану періодичного профілю діаметром 3 ... 12 мм;
- арматурні канати діаметром від 6 мм до 15 мм;

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

- А – для гарячекатаної і термомеханічної зміцненої арматури;
- В – для холоднодеформованої арматури;
- К – для арматурних канатів.

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

Для ненапружених конструкцій слід передбачати арматуру:

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

Для ненапружених залізобетонних конструкцій арматуру, яку встановлюють відповідно до розрахунку, слід переважно приймати періодичного профілю класів А400С і А500С, а також арматуру класу В500 у зварних сітках і каркасах.

Характеристики міцності і деформативності для деяких класів арматури, яка встановлюється в ненапружених конструкціях наведені в табл. 3.1.

Для напружених залізобетонних конструкцій слід використовувати стрижні й канати класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000, К-7 та проволочку класів В, В_р.

При виборі видів і марок сталі для арматури, яку встановлюють за розрахунком, а також прокатних сталей для закладних деталей слід урахувувати температурні умови експлуатації конструкцій та характер їх навантаження.

У конструкціях, які експлуатують при статичному навантаженні в опалюваних будівлях, а також на відкритому повітрі та у неопалюваних будівлях при розрахунковій температурі мінус 30⁰С і нижче, може бути використана арматура усіх вказаних вище класів, за винятком арматури класу А240С марки сталі Ст 3кп, яка застосовується при розрахунковій температурі не нижче мінус 30⁰С.

Таблиця 3.1 – Розрахункові опори і модуль пружності арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури			Модуль пружності E_s
	Для розрахунку за першою групою граничних станів			
	розтягу		стиску	
	поздовжньої f_{yd}	поперечної f_{ywd}	f_{yd}	
<i>Стерженьова арматура класу (ДСТУ 3760-98)</i>				
A240C	225	175	225	$21 \cdot 10^4$
A300C	280	225	280	$21 \cdot 10^4$
A400C Ø6...8 Ø10...40	365 375	290*	365 375	$20 \cdot 10^4$
A500C Ø8...22 Ø25...32	450 435	290*	400	$19 \cdot 10^4$
<i>Дротяна арматура класу Вр-1 (ГОСТ 6727-80)</i>				
Ø3 мм	375	270	375	$17 \cdot 10^4$
Ø4 мм	360	265	365	$17 \cdot 10^4$
Ø5 мм	365	260	360	$17 \cdot 10^4$

* - У зварних каркасах при використуванні в якості хомутів, діаметр яких менше 1/3 діаметра поздовжніх стержнів, f_{ywd} приймають рівним 260 МПа.

За інших умов експлуатації клас арматури та марку сталі приймають за спеціальними вказівками.

Проектуючи анкетування арматури у бетоні та з'єднань арматури внапуск (без зварювання) слід урахувувати характер поверхні арматури. Проектуючи зварні з'єднання арматури слід урахувувати спосіб виготовлення арматури.

Для монтажних (підйомних) петель елементів збірних залізобетонних і бетонних конструкцій слід використовувати гарячекатану арматурну сталь класу A240C марок Ст Зсп і Ст Зпс.

3.4. Арматурні вироби

Гнучку арматуру застосовують не тільки як окремі стержні чи дротики, а й у вигляді зварних сіток та плоских або просторових каркасів.

Зварні сітки використовують в основному для армування плит і виготовляють із звичайних арматурного дроту чи стержньової арматури зі взаємно перпендикулярним розміщенням стержнів. Відстань між осями поздовжніх і поперечних стержнів приймають кратною 50 мм.

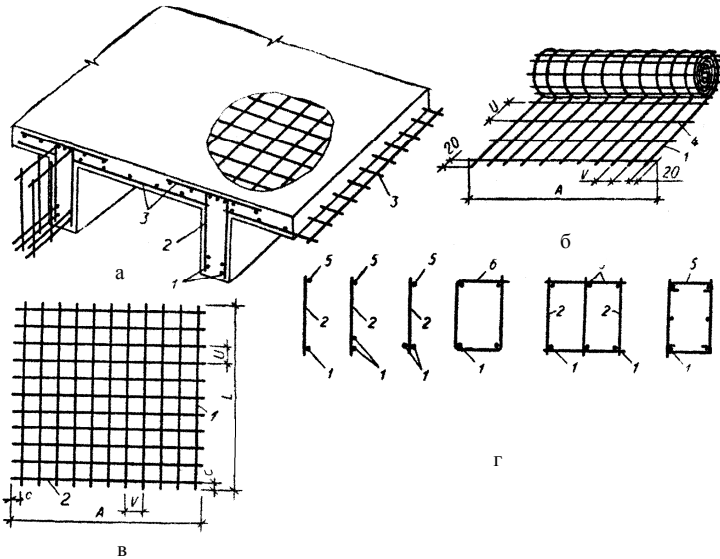


Рис. 3.2 – Зварні каркаси та сітки:

а – армування монолітного ребристого перекриття; б – рулонна сітка з поздовжньою робочою арматурою; в – плоска сітка з робочою арматурою у двох напрямках; г – перерізи плоских і просторових каркасів; 1 – поздовжня робоча арматура; 2 – те саме, поперечна; 3 – робоча арматура плити; 4 – розподільна; 5 – монтажна; 6 – хомути

Зварні сітки бувають рулонними або плоскими. Довжина рулонних сіток обмежується їх масою (до 500 кг).

У маркуванні сіток входять кроки стержнів в обох напрямках та їх діаметри, мм, наприклад – $C \frac{6A240C-150}{4Bp-250}$.

Зварні каркаси складають із прямих робочих та монтажних поздовжніх стержнів і перпендикулярних до них поперечних.

Діаметри робочих і поперечних стержнів призначають за розрахунком. Діаметри монтажних стержнів приймають на 2 ... 4 мм більшим за діаметр поперечних. Діаметри поперечних стержнів повинні призначатися з урахуванням недопущення перепалу $\frac{d_s}{d_w} \leq 4$.

Мінімальний розмір кінцевих випусків стержнів у зварних сітках і каркасах має становити $c \geq 0,5 \cdot d_1 + d_2$ і не менше 15 мм.

Допускається використовувати в'язану арматуру, яка складається з окремих поздовжніх і поперечних стержнів (хомутів), а іноді і з відігнутих стержнів, з'єднаних у місцях перетину в'язальним дротом. При застосуванні в'язаної арматури виключається концентрація напружень у зонах точкового зварювання, а також усувається небезпека перепалювання поперечних стержнів, що спостерігається у зварних виробках.

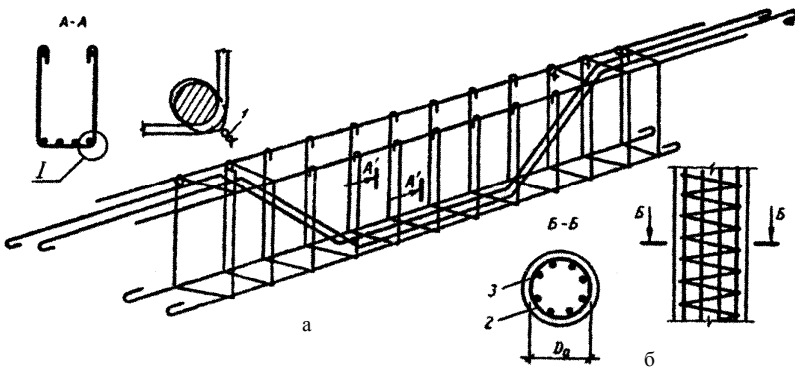


Рис. 3.3 – Арматування конструкцій окремими стержнями:
а – в'язаний арматурний каркас; *б* – колона із спіральною арматурою;
1 – в'язальний дріт; *2* – спіральна арматура; *3* – поздовжня арматура

4. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Етапи розрахунків

Розрахунок залізобетонних конструкцій проводять у два етапи.

Перший етап – це статичний (або динамічний) розрахунок, який полягає у складанні розрахункових схем, що якнайкраще відповідають дійсній роботі конструкцій, і визначенні внутрішніх зусиль (згинальних моментів M , поперечних сил V , поздовжніх сил N тощо) в характерних перерізах конструкцій. Залізобетонні статично невизначені конструкції розраховують не тільки за пружною стадією, тобто за загальними правилами будівельної механіки, алей й за методом граничної рівноваги з урахуванням перерозподілу зусиль унаслідок пластичних деформацій.

Другий етап – це конструктивний розрахунок, який полягає у визначенні раціональної форми і розмірів перерізів, класу бетону та арматурної сталі, кількості арматури й порядку її розташування.

4.2. Стадії напружено-деформованого стану

Експериментальні дослідження елементів, що згинаються, позациентрово-стиснутих і позациентрово-розтягнутих для можливість виділити три стадії напружено-деформованого стану перерізу від початку навантажування до зруйнування.

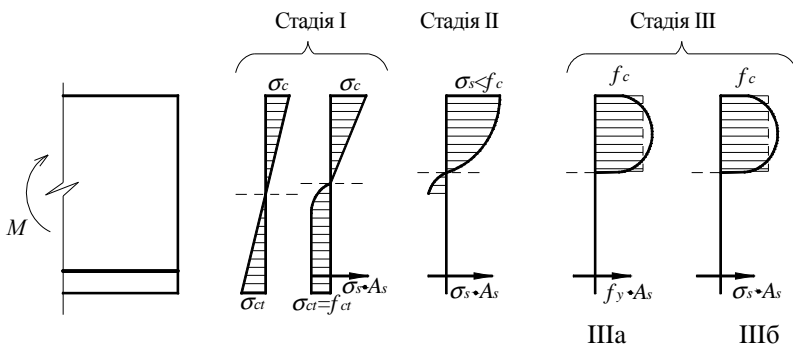


Рис. 4.1 – Стадії напружено-деформованого стану елементів, що згинаються

Стадія I – навантаження мале, деформації бетону носять переважно пружний характер і тріщини в розтягнуті зони перерізу не утворюються. Кінець стадії I - це коли напруження у розтягнутому бетоні досягає межі міцності f_{ct} . Епюра напружень розтягу має

криволінійне окреслення, яке наближається до прямокутника, а в стиснутій зоні бетон зазнає переважно пружних деформацій.

Стадія II починається з появою тріщин у розтягнутій зоні бетону. Бетон цієї зони виключається із роботи і все зусилля розтягу сприймає арматура. У стиснутій зоні деформації носять пружно-пластичний характер з поступовою перевагою у міру збільшення навантаження пластичних деформацій. Епюра напружень має криволінійне окреслення. Напруження в арматурі і стиснутому бетоні ще не досягають граничних величин. Це експлуатаційна стадія для конструкцій.

Стадія III характеризує відносно короткий період існування елемента чи конструкції, коли після додаткового збільшення навантаження напруження в розтягнутій арматурі і в стиснутому бетоні досягають граничних величин – межі текучості сталі f_y і межі міцності бетону f_c (Ша). Це стадія руйнування. Епюра напружень у стиснутому бетоні наближається до прямокутної. Деформації цього бетону переважно пластичні. У випадку ШБ напруження в розтягнутій арматурі не досягають граничного значення ($\sigma_s < f_y$). Це перемований переріз конструкції і руйнування буде тільки в стиснутій зоні бетону (крихке руйнування).

4.3. Суть розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами

Граничним називають такий стан конструкції, за якого вона перестає задовольняти вимогам, що ставляться до неї, тобто втрачає здатність чинити опір зовнішньому впливу або набуває недопустимих деформацій чи місцевих ушкоджень.

Розрізняють дві групи граничних станів:

перша група – за втратою несучої здатності або непридатністю до подальшої експлуатації (втрата стійкості форми або положення; крихке, в'язке, від втоми чи іншого характеру руйнування; стани, за яких виникає необхідність припинення експлуатації внаслідок текучості матеріалу, зсуву в з'єднаннях, повзучості або надмірного розкриття тріщин та ін.);

друга група – за непридатністю до нормальної експлуатації (стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій або знижують їх довговічність унаслідок появи недопустимих переміщень, коливань, тріщин тощо).

Мета розрахунку за граничними станами – включити можливість появи того чи іншого граничного стану для конструкцій у

цілому і окремих їх частин у період експлуатації, транспортування, монтажу та виготовлення.

Розрахунок виконують так, щоб значення зусиль, напружень, деформацій, переміщень, ширини розкриття тріщин не перевищує граничних значень, встановлюваних нормами на проектування.

Розрахунок несучої здатності має виконуватися для всіх несучих конструкцій, а деформації і утворення або розкриття тріщин для тих конструкцій, в яких надмірні деформації, утворення чи значне розкриття тріщин можуть призвести до втрати експлуатаційної якості в той час, коли міцність ще не вичерпана.

Основними факторами, які зумовлюють 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 конструкції й інші. Всі ці фактори мають певну мінливість і можуть відрізнятися від призначених нормами. У розрахунку за методом граничних станів це враховують введенням ряду відповідних коефіцієнтів.

4.4. Характеристичні і розрахункові навантаження.

Сполучення навантажень

Найбільші навантаження, що можуть діяти на конструкцію при її нормальній експлуатації і які призначаються нормами, прийнято називати характеристичними навантаженнями (F_k). Проте величина характеристичного навантаження при виготовленні або експлуатації конструкції може бути перевищена (завищена вага конструкції за рахунок неточних розмірів, перестановка обладнання, скупчення людей тощо). Ці відхилення враховуються коефіцієнтами надійності за навантаженням (γ_f), які на основі статистичної обробки результатів зазначених спостережень призначаються нормами. Наприклад, для власної ваги конструкції $\gamma_f = 1,1$; для снігового навантаження $\gamma_f = 1,14$ тощо.

Добуток характеристичного навантаження (F_k) на коефіцієнт надійності за навантаженням (γ_f) називають розрахунковим навантаженням ($F_d = F_k \cdot \gamma_f$).

Навантаження поділяють на постійні, що діють протягом усього періоду експлуатації конструкції (власна вага, тиск ґрунту тощо), і тимчасові, значення і розміщення а прольоті яких можуть змінюватися у процесі експлуатації.

За тривалістю дії тимчасові навантаження розподіляють на довгочасні (наприклад, вага стаціонарного устаткування, тиск рідини

чи сипучих матеріалів тощо), короткочасні (навантаження від людей, вітру та ін.) та епізодичні (сейсмічні, вибухові та ін.).

Для рівномірно розподілених тимчасових навантажень на перекриття, сходів і підлог по ґрунтах за ДБН В.1.2-2:2006 з характеристичного значення виділяються й квазіопостійні значення.

За основу для призначення навантажень беруть їх характеристичні значення.

Згідно з правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд під час проектування конструкцій до розрахунку вводять коефіцієнти надійності. Їх приймають рівними чи меншими за одиницю (для більшості випадків $\gamma_n = 0,95$).

Залежно від характеру навантажень і цілей розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень.

Таблиця 4.1

Розрахункове значення	Використання видів навантажень за типом розрахунку			
	Основні			Епізодичні
	Постійні	Тимчасові		
		Довгочасні	Короткочасні	
Експлуатаційне	+	+	+	
Граничне	+	+	+	+
Циклічне		+	+	
Квазіопостійне		+		

Для перевірки граничних станів першої групи використовують граничні розрахункові значення навантажень, а для перевірки граничних станів другої групи – експлуатаційні й циклічні значення.

У розрахунку конструкції необхідно враховувати різні можливі сполучення навантажень:

а) основні сполучення, що складаються з постійних, тривалих і короткочасних навантажень (якщо в основі сполучення включають два і більше короткочасних навантажень, то розрахункові значення цих навантажень множать на коефіцієнт сполучення: для тривалих навантажень $\psi_1 = 0,95$; для короткочасних $\psi_2 = 0,9$);

б) аварійні сполучення, що складаються із постійних, тривалих, короткочасних та одного епізодичного навантаження (тимчасові навантаження множать на коефіцієнт $\psi_2 = 0,8$; тривалі на $\psi_1 = 0,95$, а епізодичні приймають без зниження).

4.5. Характеристичне і розрахункове значення опорів матеріалів

Неоднорідність структури бетону впливає на його міцність. Якщо з одного замісу виготовити багато зразків, то показники їх міцності будуть різнитися. Відклавши на осі абсцис ці показники f_1, f_2, \dots, f_i , а на осі ординат – кількість зразків n_1, n_2, \dots, n_i з приблизно однаковими показниками, одержимо криву розподілу міцності.

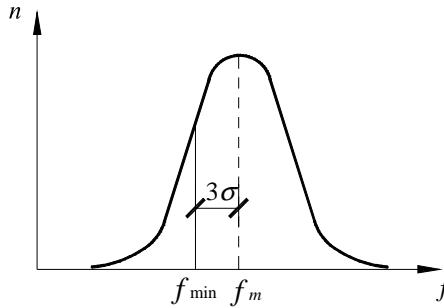


Рис. 4.2

Переважає більшість зразків матиме значення міцності, що відповідає середньому її значенню:

$$f_m = \frac{n_1 \cdot f_1 + n_2 \cdot f_2 + \dots + n_i \cdot f_i}{n} \quad (4.1)$$

Міцність решти зразків симетрично відхиляється від середньої ліворуч і праворуч на величину $\Delta_i = f_i - f_m$. Чим більше це відхилення, тим рідше воно спостерігається.

Мінливість міцності бетону оцінюється коефіцієнтом варіації

$$V = \frac{\sigma}{f_m} \quad (4.2)$$

де σ – середнє квадратичне відхилення міцності від f_m , що визначається за формулою

$$\sigma = \frac{n_1 \cdot \Delta_1^2 + n_2 \cdot \Delta_2^2 + \dots + n_i \cdot \Delta_i^2}{n} . \quad (4.3)$$

Завдання проектувальників полягає в тому, щоб забезпечити конструкцію від настання граничного її стану за найнесприятливіших, але практично реальних обставин.

Міцність у межах $f_m \pm \sigma$ матиме не менше ніж 68,3% всіх випробуваних зразків, а у межах $f_m \pm 3\sigma$ – 99,7% (це практично мінімальна міцність).

Характеристичним значенням опору є міцність, забезпеченість якої становить 0,95:

- при стиску

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot (0,77 - 0,00125 f_{cm}) = 0,72 f_{cm} , \quad (4.4)$$

де f_{cm} – клас бетону за міцністю на стиск.

- при розтягу

$$f_{ctk} = 0,233 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} . \quad (4.5)$$

Розрахунковий опір бетону при розрахунку за граничними станами першої групи повинен мати забезпеченість 0,997. Він визначається діленням характеристичного значення опору на відповідні коефіцієнти надійності бетону: при стиску $\gamma_c = 1,3$; при розтягу $\gamma_{ct} = 1,5$.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ і } f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct}} . \quad (4.6)$$

У розрахунках конструкцій розрахунковий опір бетону зменшують (або збільшують) множенням на відповідні коефіцієнти умов роботи бетону γ_{ci} , які враховують такі фактори: особливості властивостей бетонів; тривалість дії навантажень та його багаторазового повторення; умови характер і стадію роботи конструкції; спосіб її виготовлення; розміри перерізу тощо.

Розрахунковий опір бетону для розрахунку за граничними станами другої групи приймають рівним характеристичному значенню опору f_{ck} і f_{ctc} , тобто коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1$.

За характеристичне значення опору арматури при розтягу f_{yk} прийнято найменше (із забезпеченістю 0,95) контрольоване значення:

- для стержньової арматури, високоміцного дроту й арматурних канатів – межі текучості фізичної або умовної (що дорівнює значенню напруження, відповідного залишковому відносному подовженню 0,2% – $f_{0,2k}$);

- для звичайного арматурного дроту – напруження що дорівнює 0,75 тимчасового опору розриву.

Розрахунковий опір арматури розтягу f_{yd} визначається шляхом ділення характеристичного значення опору на коефіцієнт надійності арматури γ_s , тобто

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}. \quad (4.7)$$

Для розрахунку за граничними станами другої групи $\gamma_s = 1$.

Розрахунковий опір арматури стиску визначається граничним стисненням бетону. Його приймають рівним розрахунковому опору розтягу, але не більше ніж 400 МПа.

У відповідних випадках розрахунковий опір арматури для розрахунку за граничними станами першої групи множать на коефіцієнти умов роботи γ_{si} , які враховують характер прикладання навантаження, призначення арматури, наявність швів зварювання тощо.

Нормативні й розрахункові значення опорів матеріалів, а також всі необхідні коефіцієнти наведені в нормах.

5. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ

5.1. Розрахунок міцності елементів прямокутного профілю з одиничною арматурою у нормальному перерізі

В елементах, що згинаються, арматуру доцільно укласти лише в розтягнутій зоні. Армуння стиснутої зони провадять лише при необхідності її підсилення.

Умову міцності перерізу елементів, що згинаються, можна записати у вигляді

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (5.1)$$

де M_{Ed} – момент від зовнішніх навантажень, одержаний унаслідок статичного розрахунку;

M_{Rd} – розрахунковий момент, який може витримати переріз при досягненні розрахункового граничного стану.

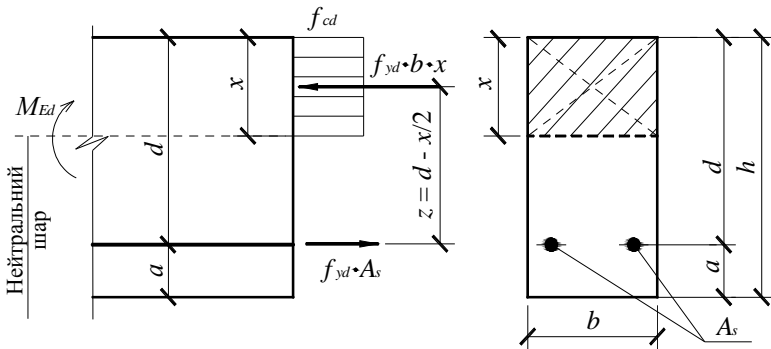


Рис. 5.1 – Розрахункова схема нормального перерізу прямокутного профілю з одиничною арматурою

Значення M_{Rd} може бути встановлене як момент внутрішніх зусиль відносно осі (паралельній нейтральному шару), що проходить через точку прикладення рівнодіючої в розтягнутій арматурі (умовно – центр ваги цієї арматури), при розгляді умов рівноваги перерізу

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5x), \quad (5.2)$$

або відносно осі, що проходить через точку прикладення рівнодіючої в стиснутій зоні (умовно – центр ваги цієї зони)

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5x). \quad (5.3)$$

Положення нейтрального шару (значення висоти стиснутої зони визначають із рівняння, що являє собою суму проекцій усіх внутрішніх зусиль на повздовжню вісь балки:

$$f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_s, \quad x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b}. \quad (5.4)$$

З метою полегшення розрахунку й можливості табулювання окремих величин наведені формули можна перетворити, використовуючи поняття відносної висоти стиснутої зони $\xi = \frac{x}{d}$.

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= A_0 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2; \\ M_{Rd} &= v \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s; \\ \xi &= \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d}, \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} \text{де } \alpha_m &= \xi \cdot (1 - 0,5\xi); \\ v &= 1 - 0,5\xi. \end{aligned}$$

У табл. 5.1 наведені значення коефіцієнтів v і α_m залежно від відносної висоти стиснутої зони.

При розрахунку нормальних перерізів треба уникати надмірної кількості розтягнутої арматури (переармованості), щоб при експлуатації конструкції не було умов для настання руйнування за випадком 2 стадії III напружено-деформованого стану (крихке руйнування).

Для рівноваги переармованого перерізу має бути додержана умова

$$f_{cd} \cdot A_c = f_{yd} \cdot A_s. \quad (5.6)$$

Таблиця 5.1 – Геометричні характеристики перерізу

ξ	ν	α_m	ξ	ν	α_m	ξ	ν	α_m
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,95	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Якщо площа перерізу арматури, а отже й зусилля в ній мале, то й висота стиснутої зони бетону під час руйнування також буде невелика. При збільшенні площі арматури зростає й висота x . Якщо буде вичерпана міцність стиснутої зони бетону, то додержання зазначеної умови буде забезпечуватися за рахунок зменшення напружень в арматурі $\sigma_s < f_{yd}$:

$$f_{cd} \cdot A_c = \sigma_s \cdot A_s. \quad (5.7)$$

Висоту стиснутої зони бетону в цьому стані прийнято називати граничною (x_R). Діючи норми рекомендують її визначати за емпіричною формулою

$$\xi_R = \frac{x_R}{d} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (5.8)$$

де $\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot f_{cd}$ – характеристика стиснутої зони;

тут $\alpha_1 = 0,85$ (для важкого бетону);

$\sigma_{sR} = f_{yd}$ (для арматури класів А240 ... А400, Вр-1);

$\sigma_{scu} = 400$ МПа (при $\gamma_{c2} \geq 1$).

За значенням ξ_R установлюють випадок руйнування.

При $\xi > \xi_R$ – переріз пере армований і руйнування може відбутися за випадком 2.

Цю умову можна записати у вигляді

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R); \quad \alpha_m \leq \alpha_R. \quad (5.9)$$

Граничні значення коефіцієнтів ξ_R і α_R для деяких класів бетону і арматури наведені у табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Коефіцієнти ξ_R і α_R

Клас арматури	γ_{c2}	C12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа)		C16/20 ($f_{cd} = 11,5$ МПа)		C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа)		C25/30 ($f_{cd} = 17,0$ МПа)	
		ξ_R	α_R	ξ_R	α_R	ξ_R	α_R	ξ_R	α_R
A300C ($f_{yd} = 280$ МПа)	1,0	0,648	0,438	0,620	0,428	0,593	0,417	0,571	0,408
	0,9	0,671	0,446	0,644	0,437	0,617	0,427	0,595	0,418
(A400C ($f_{yd} = 365$ МПа)	1,0	0,618	0,427	0,590	0,416	0,563	0,404	0,541	0,395
	0,9	0,646	0,437	0,618	0,427	0,591	0,416	0,568	0,407

Верхню межу (максимальний процент) одиночного армування можна визначити, передбачаючи максимальне використання стиснутої зони бетону, тобто $x = x_R$ або $\xi = \xi_R$.

Звідси

$$f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi_R = f_{yd} \cdot A_s, \quad (5.10)$$

і процент армування для поздовжньої арматури

$$\rho_{f,\max} = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\% = \xi_R \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 100\% .$$

Нижню межу (мінімальний процент) армування визначають, виходячи з того, що міцність бетонного елемента

$$M = \frac{f_{ctd} \cdot b \cdot h^2}{3,5} \quad (5.11)$$

повинна дорівнювати міцності рівновеликого залізобетонного елемента

$$M = f_{cd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x}{2} \right). \quad (5.12)$$

Звідси

$$\rho_{f,\min} = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\% = \frac{f_{ctd} \cdot d}{3,5 \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5x)} \cdot 100\% . \quad (5.13)$$

Оптимальні проценти армування елементів, що згинаються, залежно від їх виду і призначення $\rho_f = 0,5...1,5\%$.

При проектуванні залізобетонних елементів, що згинаються, розрізняють три типи задач.

Задача першого типу – визначення площі перерізу арматури при відомих розмірах перерізу елемента b і h й значенні згинального моменту M_{Ed} . На початку вирішення цієї задачі необхідно за конструктивними, економічними та іншими міркуваннями підібрати класи бетону й арматурної сталі та із норм визначити розрахункові опори f_{cd} і f_{yd} . Виходячи з досвіду проектування, призначають попереднє значення a , а отже і d .

Приклад 5.1. Вихідні дані: $b \times h = 30 \times 60$ см, $\gamma_{c2} = 0,9$; $M_{Ed} = 200$ кН·м. Бетон важкий класу C12/15 ($f_{cd} = 0,9 \cdot 8,5 = 7,7$ МПа $= 0,77$ кН/см²). Армування класу A300C ($f_{yd} = 280$ МПа $= 28$ кН/см²).

Потрібно визначити площу звичайної (ненапруженої) армування і підібрати її стержні.

Рішення: Передбачивши $a = 4$ см, визначаємо $d = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

Визначаємо характеристику стиснутої зони перерізу

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{200 \cdot 100}{0,77 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,276.$$

З табл. 5.2 для елемента з бетону класу C12/15 армування класу A300C при $\gamma_{c2} = 0,9$ знаходимо $\alpha_R = 0,449 > \alpha_m = 0,276$. При цьому стиснутої армування за розрахунком не потрібно. Тоді з табл. 5.1 при $A_0 = 0,276$ знаходимо $\nu = 0,835$.

Потрібну площу перерізу розтягнутої армування знаходимо за формулою

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \nu \cdot d} = \frac{200 \cdot 100}{28 \cdot 0,835 \cdot 56} = 15,28 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}25 + 1\text{Ø}28$ ($A_s = 9,82 + 6,16 = 15,28$ см²).

Задача другого типу – визначення розмірів перерізу елемента й площі перерізу армування. Якщо відомо тільки значення діючого згинального моменту M_{Ed} та спочатку вибирають f_{cd} і f_{yd} , призначають оптимальний процент армування $\rho_f, \%$ і визначають параметри стиснутої зони ξ , α_m . Передбачивши ширину b методом послідовного наближення обчислюємо робочу висоту поперечного перерізу d .

Приклад 5.2. Передбачивши оптимальний процент армування $\rho_f = 1,2 \%$ обчислюємо

$$\xi = \rho_f \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,012 \cdot \frac{365}{10,35} = 0,42.$$

У табл. 5.1 знаходимо $A_0 = 0,322$ і, орієнтовно призначивши $b = 20$ см, визначаємо:

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\alpha_m \cdot b \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{125 \cdot 100}{0,322 \cdot 20 \cdot 1,035}} = 42,6 \text{ см.}$$

Призначаємо $a = 3$ см, тоді $h = d + a = 42,6 + 3 = 45,6$ см.
 Приймаємо $h = 45$ см (кратної 5 см), $d = 42$ см.
 Перераховуємо

$$\alpha_m = \frac{125 \cdot 100}{1,035 \cdot 20 \cdot 42^2} = 0,337 < \alpha_R = 0,432.$$

З табл. 5.1 знаходимо $\nu = 0,785$, а потім

$$A_s = \frac{125 \cdot 100}{0,785 \cdot 36,5 \cdot 42} = 10,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $3\text{Ø}22$ 400С ($A_s = 11,4 \text{ см}^2$).

Задача третього типу – перевірка несучої здатності при відомих значеннях згинального моменту M_{Ed} від дії зовнішнього навантаження, розмірах перерізу b і h , площі перерізу арматури A_s , класу бетону й арматурної сталі (f_{cd} і f_{yd}).

Приклад 5.3. Вихідні дані: $M_{Ed} = 550$ кН·м, $b = 30$ см, $h = 80$ см, $a = 7$ см, бетон важкий класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5 \cdot 0,9 = 13$ МПа), $\gamma_{c2} = 0,9$, розтягнута арматура класу А400С ($f_{yd} = 375$ МПа), $A_s = 29,45 \text{ см}^2$ (6Ø25).

Потрібно перевірити несучу здатність елемента.

Рішення: Обчислюємо робочу висоту перерізу $d = 80 - 7 = 73$ см.

Висота стиснутої зони у граничному стані

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b} = \frac{375 \cdot 29,45}{13 \cdot 30} = 27,6 \text{ см.}$$

З табл. 5.1 знаходимо $\xi_R = 0,604$. Тоді

$$x_R = \xi_R \cdot d = 0,604 \cdot 73 = 44,1 \text{ см} > x = 27,6 \text{ см.}$$

Умова виконується і несучу здатність розраховуємо як для елемента з одиничною арматурою

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_s \cdot (d - 0,5 \cdot x) = 36,5 \cdot 29,45 \cdot (73 - 0,5 \cdot 27,6) = \\ &= 63636 \text{ кН} \cdot \text{см} = 636,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 550 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Отже несуча здатність елемента забезпечена.

5.2. Міцність елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням у нормальному перерізі

Подвійне армування застосовують при обмеженій висоті перерізу, коли потрібне підсилення стиснутої зони бетону. Необхідність такого підсилення виявляється після визначення x , ξ або α_m в передбаченні одиночного армування, якщо не виконується умова $\xi \leq \xi_R$ або $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Ненапружена арматура, розташована в стиснутій зоні, до настання граничного стану елемента використовується до напруження $f_{yd} \leq 400 \dots 500$ МПа.

Умови рівноваги для розрахункового граничного стану балки мають вигляд

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b \cdot x + f_{yd} \cdot A_{s2} &= f_{yd} \cdot A_{s1}; & x &= \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b}; \\ M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2). \end{aligned} \quad (5.14)$$

Потрібна кількість стиснутої арматури може бути визначена із міркувань повного використання стиснутого бетону, тобто передбачаючи $x = x_R$ або $\alpha_m = \alpha_R$.

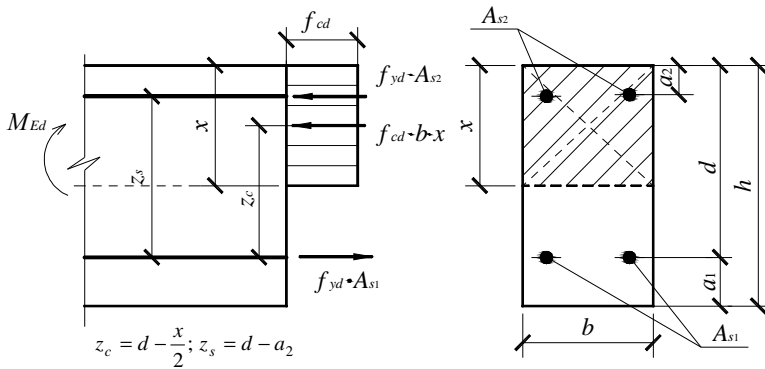


Рис. 5.2 – Розрахункова схема нормального перерізу прямокутного профілю з подвійною арматурою

Тоді

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} \cdot \alpha_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot (d - a')}, \quad (5.15)$$

при класі бетону С32/40 і нижче

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - 0,4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - a_2)}. \quad (5.16)$$

Площу перерізу розтягнутої арматури розраховують після підбору за сортаментом стержнів стиснутої арматури:

$$A_{s1} = \frac{\xi_R \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}. \quad (5.17)$$

При класі бетону С 32/40 і нижче

$$A_{s1} = \frac{0,55 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}. \quad (5.18)$$

Якщо площа перерізу A_{s2} при підборі стержнів стиснутої арматури значно перевищує значення, обчислюване за формулою

(5.16), площа перерізу розтягнутої арматури визначається за умови $x < x_R$:

$$A_{s1} = \frac{\xi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}, \quad (5.19)$$

де ξ визначається за $\alpha_m = \frac{M - f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \geq 0$,

при цьому $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Приклад 5.4. Вихідні дані: $M_{Ed} = 780$ кН·м, $b = 30$ см, $h = 75$ см, $a_1 = 5$ см, бетон важкий класу С16/20 ($f_{cd} = 11,5 \cdot 0,9 = 10,4$ МПа), арматура із сталі класу А400С ($f_{yd} = 375$ МПа).

Потрібно визначити площу перерізу арматури.

Рішення: Обчислюємо $d = 75 - 5 = 70$ см.

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{78000}{1,04 \cdot 30 \cdot 70^2} = 0,510 > \alpha_R = 0,42.$$

Тому потрібна стиснута арматура. Приймаємо $a_2 = 3$ см.

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - 0,4 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (h - a_2)} = \frac{78000 - 0,4 \cdot 10,4 \cdot 30 \cdot 70^2}{36,5 \cdot (65 - 3)} = 7,44 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø22А400С $A_{s2} = 7,60$ см². Оскільки прийнята площа лише на 2% відрізняється від одержаної з розрахунку, тоді

$$A_{s1} = \frac{0,55 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} + A_{s2} = \frac{0,55 \cdot 30 \cdot 70 \cdot 10,4}{36,5} + 7,6 = 40,51 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø36А400С $A_{s1} = 40,72$ см².

5.3. Міцність елементів таврового профілю у нормальному перерізі

Тавровий профіль складається з полиці й ребра. У порівнянні з прямокутником тавровий профіль значно вигідніший. У ньому вилучена якась кількість бетону з розтягнутої зони, де він практично не працює.

При розташуванні полиці в розтягнутій зоні її звіси при розрахунку міцності елементу не враховують і переріз розглядають як прямокутний шириною по ширині ребра. За цими ж міркуваннями двотавровий переріз у розрахунках змінюють тавровим.

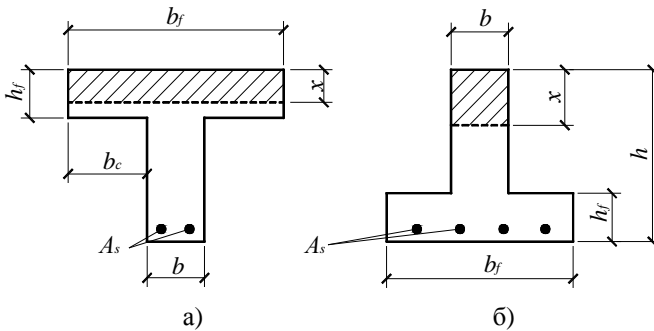


Рис. 5.3 – Таврові профілі з полицями у стиснутій зоні (а) і в розтягнутій зоні (б) поперечного перерізу

Таврові перерізи часто застосовують при розрахунках плитних конструкцій зі складними профілями перерізу (ребристі або багатопустотні плити).

Ребристі перекриття також розраховують як таврові елементи.

Норми обмежують ширину звісів b_c , яка вводиться в розрахунок, а отже й загальну ширину полиці b_f .

У монолітних конструкціях розрахункова ширина звісів приймається: у можливий бік від ребра – не більше половини відстані між поздовжніми ребрами і не більше $1/6$ прольоту елемента. При $h_f < 0,1h$, $b_c \leq 6h_f$.

У збірних елементах, в яких звіси працюють як консолі, ширину кожного звісу приймають:

при $h_f \geq 0,1h$ – не більше $6h_f$;

при $0,05h \leq h_f \leq 0,1h$ – не більше $3h_f$;

при $h_f \geq 0,05h$ – звіси в розрахунку не враховують.

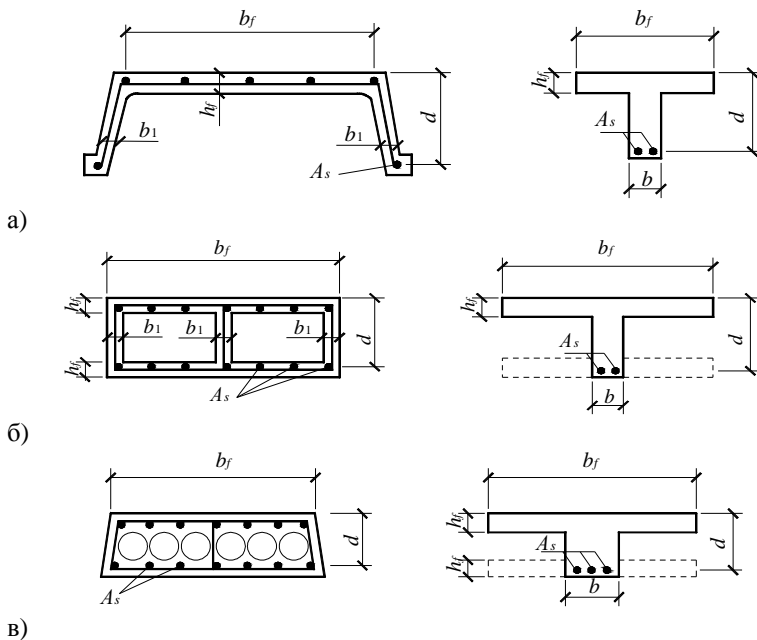


Рис. 5.4 – Трансформація складних профілів перерізу в тавровий

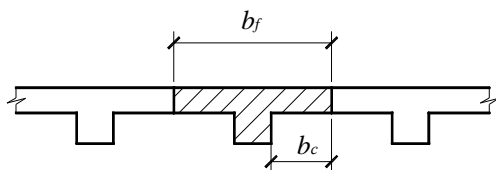


Рис. 5.5 – Переріз балки монолітного перекриття

Розрахунок таврових перерізів, що мають полицю в стиснутій зоні, проводять залежно від положення нейтральної лінії – межі стиснутої зони.

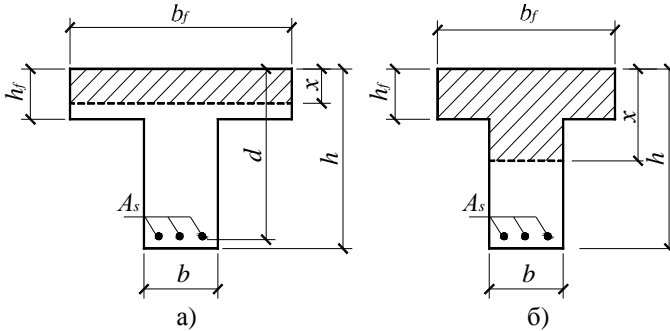


Рис. 5.6 – Випадки розташування нейтральної лінії у тавровому перерізі: а - у межах полиці; б - у ребрі

Якщо нейтральна лінія проходить у межах полиці ($x \leq h_f$), переріз розглядають як прямокутний з розмірами $b_f \times d$.

Розрахункові формули:

$$f_{cd} \cdot b_f \cdot x = f_{yd} \cdot A_s ;$$

$$M_{Ed} = f_{cd} \cdot b_f \cdot (d - 0,5x) \quad (5.20)$$

або
$$M_{Ed} \leq \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2 .$$

Якщо нейтральна лінія проходить по ребру ($x > h_f$), то в стиснуту зону входить вся площа полиці й частка ребра.

Випадок положення нейтральної лінії визначають за формулою

$$M_{Ed} \leq b_f \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f) . \quad (5.21)$$

Якщо ця умова додержується, то нейтральна лінія знаходиться у полиці. При нейтральній лінії у ребрі умови рівноваги для розрахункового граничного стану елемента

$$f_{cd} \cdot b \cdot x + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot h_f = f_{yd} \cdot A_s ; \quad (5.22)$$

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5x) + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) ,$$

або
$$M_{Ed} \leq \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} + f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) .$$

Для таврових перерізів повинна дотримуватися умова $x \leq \xi_R$.

Приклад 5.5. Вихідні дані: переріз з розмірами $b_f = 150$ см, $h_f = 5$ см, $b = 20$ см, $h = 40$ см, $a = 4$ см, бетон важкий класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5 \cdot 0,9 = 13$ МПа), арматура класу А400С ($f_{yd} = 375$ МПа); $M_{Ed} = 300$ кН·м.

Потрібно визначити площу перерізу поздовжньої арматури.

Рішення: $d = 40 - 4 = 36$ см.

Перевіримо випадок положення нейтральної лінії:

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) &= 1,3 \cdot 150 \cdot 5 \cdot (36 - 0,5 \cdot 5) = \\ &= 32662 \text{ кН}\cdot\text{см} = 326,6 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 300 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Нейтральна лінія проходить в межах полиці й переріз розраховується як прямокутний шириною $b_f = 150$ см.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2} = \frac{30000}{1,3 \cdot 150 \cdot 36^2} = 0,119 > \alpha_R = 0,422.$$

Стиснута арматура не потрібна.

При $\alpha_m = 0,119$, $\nu = 0,938$.

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{30000}{36,5 \cdot 0,938 \cdot 36} = 24,3 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø28А400С ($A_s = 24,63 \text{ см}^2$).

Приклад 5.6 Вихідні дані: переріз з розмірами $b_f = 40$ см, $h_f = 12$ см, $b = 20$ см, $h = 60$ см, $a = 6$ см, бетон важкий класу С12/15 ($f_{cd} = 8,5 \cdot 0,9 = 7,7$ МПа), арматура класу А400С ($f_{yd} = 375$ МПа); $M_{Ed} = 270$ кН·м.

Потрібно визначити площу перерізу розтягнутої арматури.

Рішення: $d = 60 - 6 = 54$ см.

Розрахунок ведемо передбачаючи, що стиснута арматура не потрібна.

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) &= 0,77 \cdot 40 \cdot 12 \cdot (54 - 0,5 \cdot 12) = \\ &= 17741 \text{ кН}\cdot\text{см} = 177,4 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Ed} = 270 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

тому нейтральна лінія знаходиться в ребрі.

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot (b_f - b) \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \\ &= \frac{27000 - 0,77 \cdot (40 - 20) \cdot 12 \cdot (54 - 0,5 \cdot 12)}{0,77 \cdot 20 \cdot 54^2} = 0,404 < \alpha_R = 0,44. \end{aligned}$$

Стиснута арматура не потрібна.

При $\alpha_m = 0,404$, $\xi = 0,563$.

$$\begin{aligned} A_s &= \left[\xi \cdot b \cdot h_0 + (b_f - b) \cdot h_f \right] \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \\ &= \left[0,563 \cdot 20 \cdot 54 + (40 - 20) \cdot 12 \right] \cdot \frac{7,7}{365} = 17,89 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Приймаємо 4Ø25A400C ($A_s = 19,64 \text{ см}^2$).

5.4. Розрахунок міцності в похилих перерізах при дії поперечної сили

Руйнування елементів, що згинаються, може відбуватися не тільки в нормальних, але і в похилих до поздовжньої осі перерізах (рис. 5.7).

Із курсу «Опір матеріалів» відомо, що згинальний момент (M) викликає в балці нормальні напруження (σ), а поперечна сила (V) – дотичні (τ). Як геометрична сума цих напружень у похилих перерізах діють головні напруження розтягуючі (σ_{mt}) і стискальні (σ_{mc}). Максимальне значення σ_{mt} має місце поблизу опор, де діють найбільші поперечні сили.

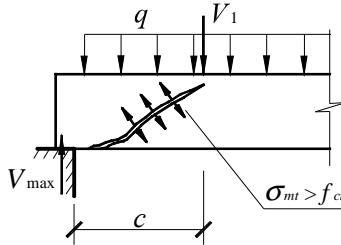


Рис. 5.7 – Схема руйнування похилого перерізу

Приблизно це значення можна знайти за формулою

$$\sigma_{mt} = \tau = \frac{V}{b \cdot d}.$$

Коли головні розтягуючі напруження перевищують міцність бетону при розтягу (f_{ct}), то виникнуть похилі тріщини.

Звідси умова, за якою похилих тріщин не буде

$$V_{\max} \leq \varphi_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot b \cdot d. \quad (5.23)$$

Коефіцієнт $\varphi_{c3} = 0,6$ (для важкого і ніздрюватого бетонів).

Коефіцієнт φ_f , що враховує вплив звисів стиснутої полиці, визначають за емпіричною формулою

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot d} \leq 0,5, \quad (5.24)$$

де $b_f \leq b + 3h_f$.

При виконанні умови (5.23) тріщини в похилому перерізі не виникнуть і його розрахунок не потрібний. Поперечну арматуру в цьому разі ставлять лише з конструктивних міркувань.

При невиконанні цієї умови бетон у похилому перерізі розтріскується і виключається з роботи, а розтягуючі напруження і зусилля мають бути передані на арматуру, що перетинає похилу тріщину. Внутрішні зусилля в цьому випадку сприймаються бетоном

стиснутої зони, поздовжньою, поперечною (хомути) та похилою (відгини) арматурою (див. рис. 5.8).

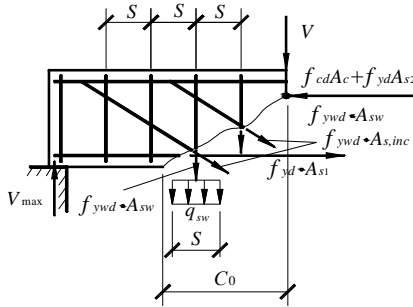


Рис. 5.8 – Розрахункова схема похилого перерізу

Умова міцності похилого перерізу за поперечною силою у загальному вигляді

$$V_{\max} \leq V_{Rd,c} + V_{Rd,w} + R_{Rd,inc}, \quad (5.25)$$

де $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,w}$, $R_{Rd,inc}$ складові поперечної сили, що сприймаються відповідно бетоном, поперечними стержнями і відігнутими стержнями.

Елементи, що згинаються, найчастіше армують зварними каркасами без відгинів. Тоді попереднє рівняння можна записати у вигляді

$$V_{\max} \leq V_{Rd,c} + V_{Rd,w}. \quad (5.26)$$

Значення $V_{Rd,c}$ встановлюється за формулою:

$$V_{Rd,c} = \frac{M_C}{C}, \quad (5.27)$$

де

$$M_C = \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2, \quad (5.28)$$

$\varphi_{c2} = 2$ (для важкого і ніздрюватого бетону).

Проекція розрахункового похилого перерізу при дії на елемент рівномірно розподіленого навантаження

$$C = \sqrt{\frac{M_c}{q}}, \quad (5.29)$$

а при дії на елемент навантаження у вигляді зосереджених сил значення C приймаються рівними відстаням від опори до точок прикладення цих сил.

Поперечне зусилля, що сприймається хомутами, перетнутими похилою тріщиною

$$V_{Rd,w} = q_{sw} \cdot C_0, \quad (5.30)$$

де зусилля, що сприймається хомутами на одиниці довжини елемента (інтенсивність хомутів) –

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot n \cdot A_{w1}}{S}, \quad (5.31)$$

де f_{ywd} – розрахунковий опір поперечної арматури;

n – кількість поперечних стержнів у нормальному перерізі;

A_{w1} – площа перерізу одного стержня;

S – крок поперечних стержнів вздовж елемента.

Для хомутів, встановлюваних за розрахунками, повинна задовольнятися умова

$$q_{sw} \geq \frac{1}{2} \varphi_{e3} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot f_{ctd} \cdot b. \quad (5.32)$$

Довжина проекції похилої тріщини

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_c}{q_{sw}}}. \quad (5.33)$$

Довжина проекції не повинна виходити за межі умови $h_0 \leq C_0 \leq 2h_0$.

Крок хомутів призначається з конструктивних міркувань, причому в при опорних зонах (на крайніх чвертях прольоту) ці стержні ставляться частіше (крок S_1) ніж в середині прольоту (крок S_2).

При висоті елемента $h < 450$ мм, $S_1 \leq \frac{1}{2}h \leq 150$ мм.

При $h > 450$ мм, $S_1 \leq \frac{1}{3}h \leq 300$ мм.

$$S_2 \leq \frac{3}{4}h \leq 500 \text{ мм.}$$

При $150 \text{ мм} \leq h \leq 300 \text{ мм}$ для багатопустотних плит в прольоті хомути можна не ставити. Для балкових конструкцій при $h < 150$ мм і в суцільних плитах незалежно від висоти дозволяється хомути взагалі не ставити.

Діаметр поперечних стержнів в зварних каркасах встановлюється за умови зварювання з поздовжньою арматурою – $d_w \geq \frac{d_s}{4}$. Діаметр хомутів у в'язаних каркасах при висоті елемента $h \leq 800$ мм повинен прийматися не менш ніж 6 мм.

Для забезпечення міцності похилої смуги бетону між тріщинами від дії головних стискальних напружень потрібна перевірка додаткової умови

$$V_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d, \quad (5.34)$$

невиконання якої вказує на необхідність збільшення розмірів перерізу елемента.

Коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \rho_w \leq 1,3, \quad (5.35)$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E} \text{ і } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S}.$$

Коефіцієнт умов роботи бетону

$$\varphi_{c1} = 1 - \beta \cdot f_{cd}, \quad (5.36)$$

де $\beta = 0,01$ (для важкого, дрібнозернистого і ніздрюватого бетонів).

Приклад 5.7. Вихідні дані: ригель з розмірами перерізу $b = 25$ см, $h = 60$ см, $a = 4$ см, бетон важкий класу С16/20 ($f_{cd} = 0,9 \cdot 11,5 = 10,35$ МПа; $f_{ctd} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа;

$E_c = 27000$ МПа). Поздовжня арматура в при опорній зоні $2\emptyset 32$ А400С ($f_{yd} = 400$ МПа, $E_s = 200000$ МПа).

Поперечна арматура із сталі класу А400С ($f_{ywd} = 290$ МПа).

На середній опорі ригеля поперечна сила $V_{Ed} = 204$ кН при розрахунковому навантаженні на 1 м довжини ригеля $q = 61,6$ кН/м.

Потрібно забезпечити міцність похилих перерізів.

Рішення: Перевіримо умову (5.23)

$$\varphi_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 0,6 \cdot 0,081 \cdot 25 \cdot 56 = 68 \text{ кН} < V_{Ed} = 204 \text{ кН.}$$

Потрібен розрахунок поперечного армування

$$M_C = \varphi_{c2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 = 2 \cdot 0,081 \cdot 25 \cdot 56^2 = 12701 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Проекція розрахункового похилого перерізу

$$C = \sqrt{\frac{M_C}{q}} = \sqrt{\frac{12701}{61,6 \cdot 10^{-2}}} = 143,6 \text{ см.}$$

Тоді

$$V_{Rd,c} = \frac{M_C}{C} = \frac{12701}{143,6} = 88,4 \text{ кН.}$$

Діаметр поперечних стержнів за умов зварювання

$$d_w = \frac{32}{4} = 8 \text{ мм,} \quad A_{swl} = 0,503 \text{ см}^2.$$

Для зварних каркасів з поперечною арматурою класу А400С при $\frac{d_w}{d_s} < \frac{1}{3}$ враховується коефіцієнт умов роботи $\gamma_{s2} = 0,9$ і тоді $f_{ywd} = 0,9 \cdot 290 = 260$ МПа. Кількість каркасів і тому кількість хомутів у нормальному перерізі – 2.

За конструктивними умовами на при опорних ділянках (крайні чверті прольоту) призначаємо крок хомутів $S_1 = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ см} < 30 \text{ см}$.

У середній частині прольоту $S_2 = \frac{3 \cdot h}{4} = \frac{3 \cdot 60}{4} = 45 \text{ см} < 50 \text{ см}$.

Інтенсивність поперечного армування

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot n \cdot A_{w1}}{S_1} = \frac{25,5 \cdot 2 \cdot 0,503}{20} = 1,28 \text{ кН/см} > \frac{1}{2} \varphi_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot b = \\ = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,081 \cdot 25 = 0,6 \text{ кН/см.}$$

Проекція похилої тріщини

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_C}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{12701}{1,28}} = 99,6 \text{ см} \\ h_0 = 56 \text{ см} < C_0 = 99,6 \text{ см} < 2h_0 = 116 \text{ см.}$$

Обчислюємо

$$V_{Rd,w} = q_{sw} \cdot C_0 = 1,28 \cdot 99,6 = 127,5 \text{ кН} \\ V_{Rd,c} + V_{Rd,w} = 88,4 + 127,5 = 215,9 \text{ кН} > V_{Ed} = 204 \text{ кН.}$$

Несуча здатність похилого перерізу забезпечена.

Перевірка міцності стиснутої смуги бетону між похилими тріщинами:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{2 \cdot 0,503}{25 \cdot 20} = 0,002; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27000} = 7,5 \\ \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,5 \cdot 0,002 = 1,08 \\ \varphi_{c1} = 1 - 0,01 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 10,35 = 0,9.$$

Умова

$0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot 1,08 \cdot 0,9 \cdot 10,35 \cdot 25 \cdot 56 = 402 \text{ кН} > V_{Ed} = 204 \text{ кН}$
задовольняється.

Розміри перерізу ригеля достатні.

6. НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

6.1. Стиснення з випадковими ексцентриситетами

У діючих нормах відсутнє поняття центрального стиснення залізобетонних елементів. Цей тип стиснення розглядається як частковий випадок позacentрового стиснення з випадковими ексцентриситетами, зумовленими неточністю монтажу, можливим зміщенням арматури, неоднорідністю бетону, тощо.

Випадковий ексцентриситет (e_a) приймається не менше ніж $1/600$ довжини (висоти) елемента або її частини між точками закріплення, $1/30$ висоти перерізу елемента в напрямку ексцентриситету, а також 10 мм (для конструкцій із збірних елементів).

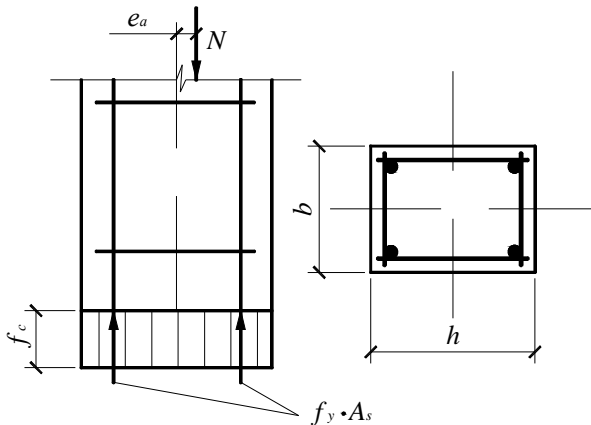


Рис. 6.1 – Розрахункова схема перерізу нормального до поздовжньої осі при стисненні з випадковим ексцентриситетом

Оскільки величина випадкового ексцентриситету незначна, то перевірку несучої здатності подібних стиснутих елементів допустимо вести як при центральному стисненні. Розрахунок стиснутих елементів з важкого бетону класів C12/15 ... 32/40 при $l_0 \leq 20h$ ведеться за формулою

$$N \leq \varphi \cdot (f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s), \quad (6.1)$$

де N – поздовжнє розрахункове зусилля; A_c – площа перерізу елемента; A_s – площа перерізу всієї поздовжньої арматури; φ –

коефіцієнт, що враховує поздовжній згин, який залежить від гнучкості елемента і визначається за формулою

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_s - \varphi_c) \cdot \alpha_s \leq \varphi_s, \quad (6.2)$$

де φ_c, φ_s – коефіцієнти, який приймають за табл. 6.1.

$$\alpha_s = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_b} = \rho_f \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \quad (6.3)$$

при $\alpha_s > 0,5 - \varphi = \varphi_s$.

Площа перерізу поздовжньої арматури приймається за умов оптимального проектування ($\rho_f = 1...2\%$) при мінімумі армування ($\rho_{f,\min} = 0,2\%$). Проектувати елементи при $\rho_f > 3\%$ не рекомендується.

При розрахунках стиснутих елементів потрібно пам'ятати, що розрахункова довжина не завжди співпадає з фактичною довжиною, залежачи від умов закріплення.

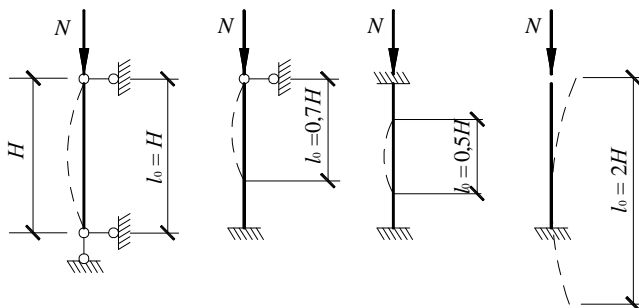


Рис. 6.2 – Розрахункові схеми стиснутих елементів за умов закріплення

Для елементів, конструкції що найбільш часто зустрічаються, розрахункову довжину l_0 приймають рівною:

а) для колон багатоповерхових будівель при кількості прольотів не менш ніж два і жорстких з'єднань ригелів і колон при конструкціях перекриттів: збірні – H ; монолітні – $0,7 \cdot H$ (де H – висота поверху);

Таблиця 6.1 – Коефіцієнти φ_c і φ_s

φ_c									φ_s								
$\frac{N_l}{N}$	При l_0 / l								$\frac{N_l}{N}$	При l_0 / l							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20		≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72	0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61	1	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74

б) для колон одноповерхових будівель а також естакад за табл. 32 [6];

в) для елементів ферм і арок за табл. 33 [6].

Приклад 6.1. Вихідні дані: збірна колона п'ятиповерхової будівлі з розмірами перерізу 40×40 см. Бетон важкий класу С25/30 ($f_{cd} = 17$ МПа). Поздовжня арматура із сталі класу А400С ($f_{yd} = 375$ МПа). Поздовжнє зусилля стиску $N = 2332$ кН, при його тривало діючою частині $N_l = 1951$ кН, діє з тимчасовими ексцентриситетами. Розрахункова довжина колони $l_0 = 4$ м.

Потрібно розрахувати параметри поздовжньої арматури.

Рішення: Попередньо обчислимо

$$\frac{N_e}{N} = \frac{1951}{2332} = 0,84; \text{ гнучкість } \lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{400}{40} = 10 < 20.$$

Заданося процентом армування $\rho_f = 1\%$ (0,01) і обчислимо

$$\alpha_s = \rho_f \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{c2} \cdot f_{cd}} = 0,01 \cdot \frac{375}{0,9 \cdot 17} = 0,238.$$

З табл. 6.1 підберемо коефіцієнти $\varphi_c = 0,892$ і $\varphi_s = 0,902$.

Тоді

$$\varphi = \varphi_c + 2 \cdot (\varphi_s - \varphi_c) \cdot \alpha_s = 0,892 + 2 \cdot (0,902 - 0,892) \cdot 0,238 = 0,897 \leq \varphi_s$$

Потрібна площа перерізу поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{N / \varphi - \gamma_{c2} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = \frac{2332 / 0,897 - 0,9 \cdot 1,7 \cdot 40^2}{36,5} = 4,2 \text{ см}^2.$$

За конструктивними вимогами для збірної колони приймаємо поздовжнє армування не менш ніж 4Ø16 А400С з $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

Приклад 6.2. Колона збірного багатоповерхового каркасу з перерізом 30 × 30 см і поздовжнім армуванням 4Ø28 А400С ($A_s = 24,63 \text{ см}^2$) з важкого бетону класу С20/25. Висота поверху 4,2 м. Розрахункове навантаження $N = 1810 \text{ кН}$ при $N_l = 1516 \text{ кН}$ діє з випадковими ексцентриситетами.

Потрібно перевірити несучу здатність конструкції.

Рішення:

$$\frac{N_l}{N} = \frac{1516}{1810} = 0,83; \text{ гнучкість колони } \lambda = \frac{420}{30} = 14 < 20$$

$$\text{при } \rho_f = \frac{A_s}{A_b} = \frac{24,63}{30^2} = 0,027; \alpha_s = 0,027 \cdot \frac{365}{0,9 \cdot 14,5} = 0,755 > 0,5.$$

$$\text{Тоді } \varphi = \varphi_s = 0,872$$

$$\varphi \cdot (f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s) = 0,872 \cdot (0,9 \cdot 1,45 \cdot 30^2 + 36,5 \cdot 24,63) = 1808 \text{ кН} \approx N = 1810 \text{ кН}.$$

Не до армування $0,11\% < 5\%$.

Несуча здатність колони достатня.

6.2. Стиснення з позацентровими ексцентриситетами

Цей тип стиснення найбільш поширений серед залізобетонних конструкцій. Цієї дії зазнають колони одно і багатоповерхових будинків, стояки різноманітних споруд, стержньові елементи без розкісних ферм, арки, тощо.

Позацентровий стиск характеризується поздовжньою силою N та ексцентриситетом її прикладання e_0 по відношенню до вертикальної осі елемента або поздовжньою силою N і згинальним моментом M . Враховується також і випадкові ексцентриситети e_0 , зумовлені неточністю монтажу, можливим зміщенням арматури тощо.

Розрахунковий ексцентриситет у загальному випадку

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a. \quad (6.4)$$

У розрахунках статично невизначених конструкцій $e_0 = \frac{M}{N}$,

але не менше e_a .

При дії позацентрального прикладеної сили розрізняють два основних випадки граничного стану елементів за несучою здатністю.

Випадок 1 – елемент завантажено з відносно великим ексцентриситетом поздовжньої сили. При цьому напружений стан подібний до напруженого стану елементів, що згинаються. Частина перерізу розтягнута і має тріщини. Зусилля розтягнення сприймається розтягнутою арматурою. Частина перерізу разом зі своєю арматурою стиснута. Руйнування починається з досягнення межі текучості в розтягнутій арматурі і закінчується досягненням межі міцностей бетону і арматури у стиснутій зоні. Умова, при якій має місце цей

випадок – $\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_R$, де ξ_R – граничне значення відносної висоти стиснутої зони.

Випадок 2 – елемент завантажено з відносно малими ексцентриситетами поздовжньої сили. Випадок охоплює два варіанти напруженого стану: а) коли увесь переріз стиснуто, або б) коли стиснута його більша частина, яка знаходиться ближче до поздовжньої сили, а протилежна частина випробує невелике розтягнення. Руйнування відбувається за максимально стиснутими волокнами бетону і стиснутою арматурою. Умова, при якій має місце випадок 2 – $\xi > \xi_R$.

Міцність елемента в площині згину перевіряється на поздовжню силу з ексцентриситетом $e_0 + e_a$, а те ж з площини згину тільки на e_a .

У випадку великих ексцентриситетів при $\xi \geq \xi_R$ положення нейтральної лінії (x) визначають з рівняння

$$N = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd2} \cdot A_{s2} - f_{yd1} \cdot A_{s1}, \quad (6.5)$$

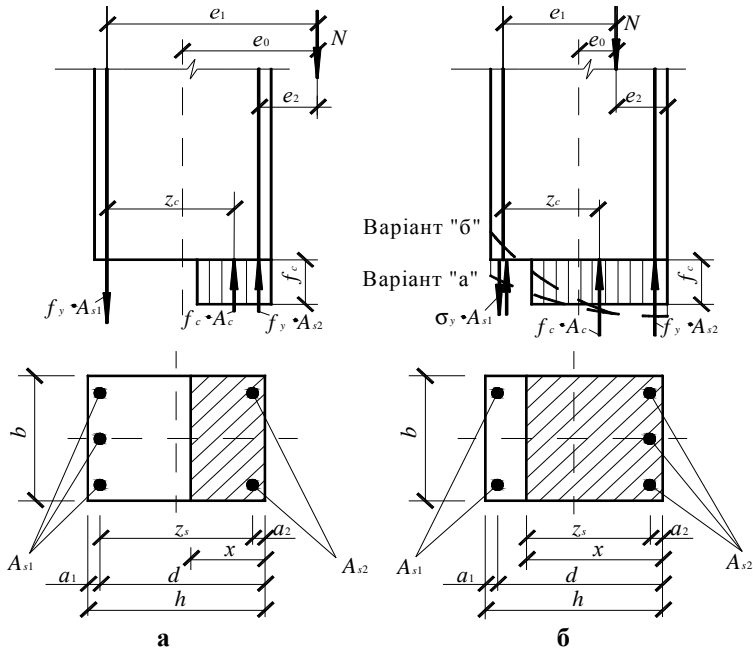


Рис. 6.3 – Розрахункова схема перерізу нормального до поздовжньої осі позациентровою стиснутого елемента:
а – випадок великих ексцентриситетів; **б** – випадок малих ексцентриситетів

в умовах міцності перерізу

$$N \cdot e \leq f_{cd} \cdot A_c \cdot z_c + f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot z_s. \quad (6.6)$$

У випадку малих ексцентриситетів при $\xi > \xi_R$

$$N = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd2} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1}, \quad (6.7)$$

де для бетонів класу C25/30 і нижче з арматурою класів A240...A400

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) \cdot f_{yd} \leq f_{yd}, \quad (6.8)$$

а міцність перерізу перевіряють за формулою (6.6).

6.3. Урахування впливу прогину при розрахунках позацентровою стиснутих елементів

Гнучкий позацентровою стиснутий елемент під впливом поздовжнього моменту прогинається і початковий ексцентриситет e_0 збільшується (див. рис. 6.4). При цьому зростає згинальний момент і руйнування настає при меншій поздовжній силі N .

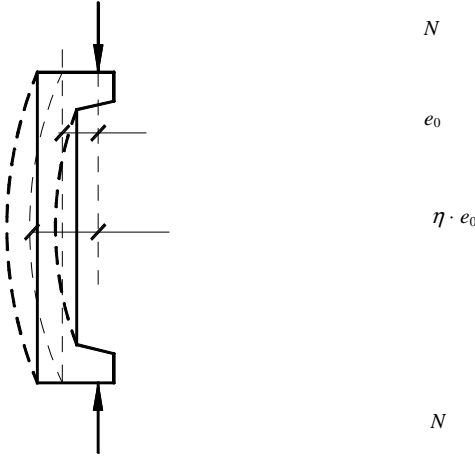


Рис. 6.4

Розрахунок таких елементів ведуть:

- за деформованою схемою, коли математично задається рівняння зігнутої осі елемента і беруться до уваги не пружні деформації матеріалів і наявність тріщин. Цей розрахунок доцільно вести з застосуванням ЕОМ;

- при $\lambda_i = l_0 / r > 14$ допустимо розраховувати елемент за формулами параграфу 6.2 з урахуванням зростання ексцентриситету на коефіцієнт $\eta > 1$.

Значення коефіцієнта η визначають за формулою

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}}. \quad (6.9)$$

Прийнявши критичну силу:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_c}{l_0^2} \cdot \left[\frac{J_c}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \nu \cdot J_s \right]. \quad (6.10)$$

В останній формулі беруться до уваги особливості залізобетону: геометричні характеристики бетону і арматури, не пружні властивості стиснутого бетону, тріщини в розтягнутій зоні, вплив довготривалої дії навантаження на жорсткість елемента в його граничному стані.

При $\lambda < 14$ або $\lambda_h < 4$ розрахунок виконують без урахування гнучкості $\eta = 1$.

6.4. Розрахунок позацентрові стиснутих залізобетонних елементів прямокутного перерізу (за міцністю)

Розрахункові схеми перерізу в граничному стані див. на рис. 6.

При $A_c = b \cdot x$, $z_c = d - 0,5x$. З урахуванням цього формулу для розрахунку несучої здатності запишемо у вигляді

$$N \cdot e \leq f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5x) + f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2). \quad (6.11)$$

Висота стиснутої зони визначається з рівняння

$$\text{при } \xi \leq \xi_R \quad N = f_{cd} \cdot b \cdot x + f_{yd2} \cdot A_{s2} - f_{yd1} \cdot A_{s1}, \quad (6.12)$$

$$\text{при } \xi > \xi_R \quad N = f_{cd} \cdot b \cdot x + f_{yd2} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1}. \quad (6.13)$$

Рекомендована послідовність розрахунку перерізу арматури елементів прямокутного профілю при несиметричному армуванні:

1. Задаються класами матеріалів і виписують розрахункові дані $f_{cd}, f_{yd1}, f_{yd2}, E_s, E_c$, а потім обраховують $d, z_s, e_0 = M/N, e_0/h, \nu = E_s/E_c$.

2. Задаються коефіцієнтом армування ρ_f в межах 0,5...1,5% й обраховують N_{cr} . Якщо $N_{cr} < N$, то розміри перерізу треба збільшити.

3. Визначають коефіцієнт η і $e = \eta \cdot e_0 + 0,5h - a$.

4. Задаються співвідношенням A_{s1}/A_{s2} і визначають x і ξ . Потім за формулами умов рівноваги обчислюють площі перерізу арматури A_{s1} та A_{s2} .

5. Перевіряють коефіцієнт армування ρ_f . Якщо він різниться від попереднього не більш ніж на 5%, точність розрахунку достатня.

При $\rho_f > 3\%$ треба переглянути розміри поперечного перерізу або класи бетону і арматури.

6. Перевіряють міцність елемента з урахуванням поздовжнього згину з площини згину як стиснутого елемента з випадковим ексцентриситетом.

7. ЦЕНТРАЛЬНОЇ Й ПОЗАЦЕНТРОВОЇ РОЗТЯГНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

7.1. Конструктивні особливості

У разі центрального розтягання напрям розтягувальної сили N збігається з поздовжньою віссю елемента. В умовах центрального розтягання перебувають стягелі арок, нижні пояси і додільні косці ферм, стінки круглих у плані резервуарів, які зазнають тиску рідин p (рис. 7.1) та деякі інші конструктивні елементи.

Елементи, які працюють на центральне розтягання, часто виконують попередньо напруженими, що істотно підвищує тріщиностійкість перерізів.

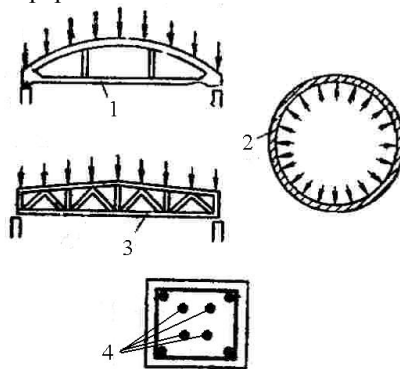


Рис. 7.1 – Центрально-розтягнуті елементи конструкцій:
1 – стягель арки; 2 – стінка резервуара; 3 – нижній пояс ферми;
4 – напружена арматура

В умовах позацентрового розтягання перебувають стінки прямокутних у плані резервуарів (бункерів), які зазнають внутрішнього тиску від вмісту (рис. 7.2,а), нижні пояси безкосцевих ферм та інших ферм при підвішуванні до них тягарів F поза вузлами (рис, 7.2,б), а також деякі інші конструкції. У таких елементах одночасно діють поздовжня сила N та згинальний момент M , що

рівнозначно позацентровому розтягуванню зусиллям N з ексцентриситетом $e_0 = M/N$ відносно поздовжньої осі елемента.

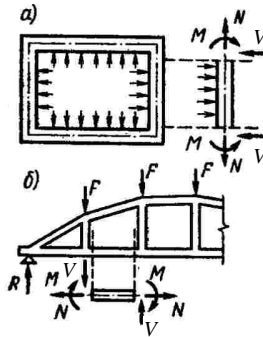


Рис. 7.2 – *Позацентрово-розтягнуті елементи:*
а – стінки резервуарів (бункерів); б – нижній пояс безконцевої ферми

7.2. Розрахунки на міцність

На момент зруйнування розтягувальне зусилля передається на арматуру, а бетон виключається з роботи. Умова міцності центрально-розтягнутого елемента визначається опором арматури

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}, \quad (7.1)$$

де N_{Ed} – розтягувальне зусилля від розрахункових навантажень;
 $A_{s,tot}$ – площа перерізу всієї поздовжньої арматури.

Розрахунок прямокутних перерізів позацентрово-розтягнутих елементів із арматурою, зосередженою біля найбільш розтягнутої і стиснутої (менш розтягнутої) граней, виконують залежно від положення поздовжньої сили N відповідно до двох випадків.

Граничний стан за несучою здатністю елементів, які працюють за першим випадком (рис. 7.3,а), тобто коли $e_2 \leq d - a_2$, характеризується тим, що весь переріз розтягнутий і в бетоні є нормальні тріщини, а тому зовнішньому зусиллю чинить опір лише поздовжня арматура. Елемент руйнується, коли напруження в усій арматурі досягають граничних значень. Несучу здатність у цьому випадку перевіряють за формулами

$$N \cdot e_2 \leq f_{yd1} \cdot A_{s1} \cdot (d - a_2) \quad (7.2)$$

$$N \cdot e_1 \leq f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_1). \quad (7.3)$$

В елементах, які працюють за другим випадком (рис. 7.3,б), тобто при $e'_2 > d - a_2$, граничний стан відносно несучої здатності елементів подібний до стану конструкцій, що працюють на згинання: зона перерізу, віддалена від сили N , стиснута, протилежна – розтягнута.

При наявності тріщин у бетоні розтягнутої зони відповідні зусилля сприймає арматура. Міцність елемента визначається опором розтяганню арматури і граничним опором бетону та ненапруженої арматури стиснутої зони. Несучу здатність елементів у цьому випадку перевіряють за формулою

$$N \cdot e_1 \leq f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) + f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2). \quad (7.4)$$

Висоту стиснутої зони обчислюють з рівності

$$N = f_{yd1} \cdot A_{s1} - f_{cd} \cdot b \cdot x - f_{yd2} \cdot A_{s2}, \quad (7.5)$$

звідки

$$x = \frac{f_{yd1} \cdot A_{s1} - f_{yd2} \cdot A_{s2} - N}{f_{cd} \cdot b}. \quad (7.6)$$

Якщо $x > \xi_R \cdot d$, то в умову (7.5) підставляють значення $x = \xi_R \cdot h_0$, а коли $x < 0$, а також при симетричному армуванні незалежно від значення e міцність перерізу перевіряють з умови (7.2).

При $e_2 > d - a_2$

$$x = \frac{f_{yd1} \cdot A_{s1} - N}{f_{cd} \cdot b} < 2 \cdot a_2, \quad (7.7)$$

то розрахункову несучу здатність елемента можна підвищити, виконуючи розрахунок за формулами (7.4) та (7.5) без урахування стиснутої арматури.

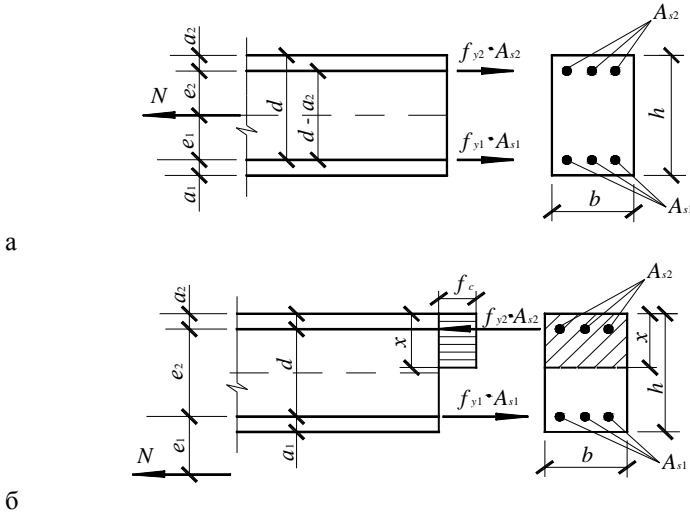


Рис. 7.3 – Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі позациентровано- розтягнутого елемента при розрахунку на міцність:
 а – I-й випадок ($e_2 \leq d - a_2$); б – II-й випадок ($e_2 > d - a_2$)

Із залежностей (7.2)...(7.5) визначають потрібну кількість поздовжньої арматури:

при $e_2 \leq d - a_2$ з (7.2) та (7.3)

$$A_{s1} = \frac{N \cdot e_1}{f_{yd1} \cdot (d - a_1)}, \quad (7.8)$$

$$A_{s2} = \frac{N \cdot e_1}{f_{yd2} \cdot (d - a_2)}. \quad (7.9)$$

При $e_2 > d - a_2$ з (7.4)

$$A_{s1} = \frac{\xi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N}{f_{yd1}} + A_{s2} \cdot \frac{f_{yd2}}{f_{yd1}}, \quad (7.10)$$

де ξ визначають за табл. 5/1 залежно від значення α_m за формулою

$$A_0 = \frac{N \cdot e_1 - f_{yd2} \cdot A_{s2} \cdot (d - a_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d}. \quad (7.11)$$

Формула (7.10) правильна, якщо задовольняється умова $\alpha_m \leq \alpha_R$. Інакше треба збільшувати переріз стиснутої арматури A_{s2} , підвищувати клас бетону, або збільшувати розміри перерізу. Якщо $\alpha_m < 0$, то переріз повністю розтягнутий і площу перерізу розтягнутої арматури визначають за формулою (7.8).

8. ФУНДАМЕНТИ

8.1. Конструктивні особливості

Призначення фундаментів – передавати тиск від споруди на ґрунті основи. За конструкцією їх поділяють на окремі (під колони), стрічкові (під стіни) й суцільні. Фундаменти можуть бути монолітні і збірні.

Окремі фундаменти під колони. Монолітні фундаменти роблять під монолітні або збірні колони уступчастими чи пірамідальними. Пірамідальні фундаменти економніші, але більш трудомісткі. Уступчасті фундаменти можуть мати один (при висоті до 0,45 м), два (при висоті до 0,9 м) та три уступи (рис. 8.1, 8.2). Загальну висоту, висоту нижнього уступу та площу фундаменту визначають розрахунком. Верх фундаменту приймають: при монолітних колонах – на рівні верху фундаментної балки, а в разі її відсутності – на позначці – 0,05 м; при збірних колонах – на позначці – 0,15 м. Висоти уступів приймають кратними 100 мм, а розміри в плані і по висоті кратними 300 мм.

Фундаменти виготовляють з бетону класу не нижче як С12/15 і армують по підосві зварними чи в'язаними сітками зі сталі класу А300, А400. Широко використовують вузькі зварні сітки завширшки 800...3000 мм з робочою арматурою через 200 мм в одному напрямі. Сітки укладають у два шари у взаємно перпендикулярних напрямках. При ширині фундаменту до 3 м сітка може бути одна з робочими стержнями., в двох напрямках. Діаметри стержнів приймають не менш як 10 мм, а вздовж сторін розміром понад 3 м – 12 мм. Якщо сітки в'язані і ширина фундаменту перевищує 3 м, половину стержнів (через один) вкорочують до 0,8 повної їхньої довжини. Захисний шар бетону до арматури призначають при наявності бетонної підготовки 35 мм, а в разі її відсутності – 70 мм.

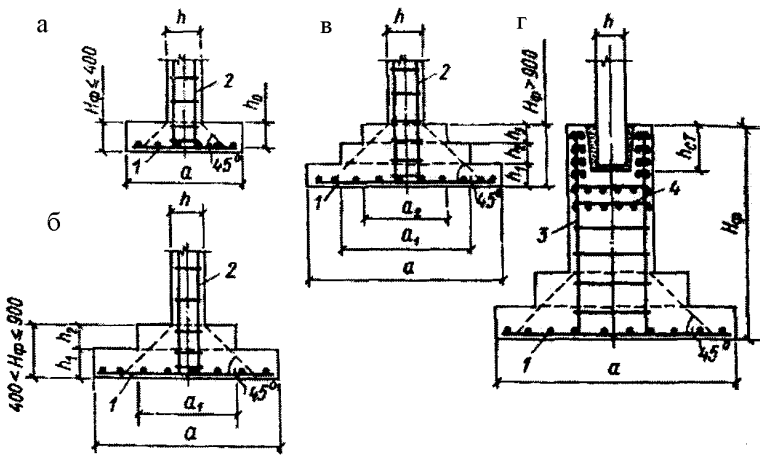


Рис. 8.1 – Монолітні залізобетонні фундаменти:
 а, б, в – відповідно одно-, дво- й тріступінчасті; 2 – глибокого
 залягання; 1 – сітка плити; 2 – каркас колони; 3 – каркас
 підколінника; 4 – сітки непрямого армування днища стакана

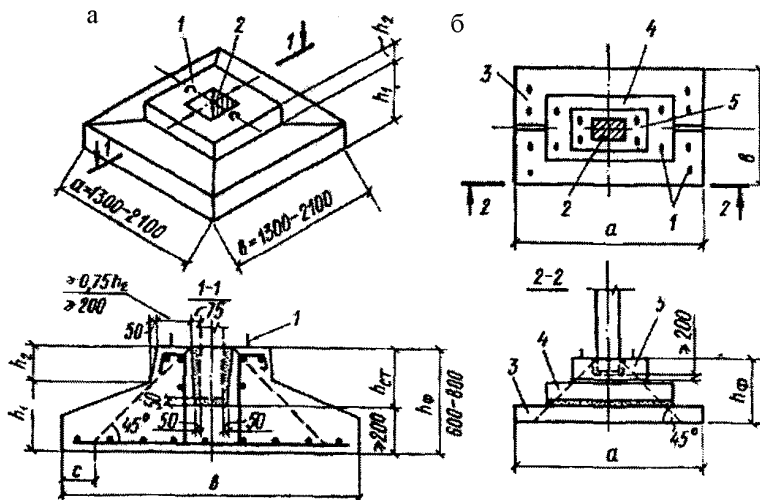


Рис. 8.2 – Збірні залізобетонні фундаменти:
 а – цільний; б – складовий; 1 – петлі; 2 – гніздо (стакан);
 3 – фундаментна плита (цільна або блочна);
 4 – під колонний блок; 5 – підколінник

Фундаменти з'єднують із монолітними колонами випусками арматури з підколінника, площа поперечного перерізу якої дорівнює розрахунковому перерізу арматури біля низу колони. Довжина випусків має забезпечувати стик стержнів, який роблять вище від рівня підлоги.

Зазори між стінками колони і стаканом мають бути: знизу – 50 мм, зверху – 75 мм.

Товщина стінок стакана зверху має бути не менш як 200 мм. У разі меншої товщини стінки стакана (підколінника) армують згідно з розрахунком (аналогічно до колони) горизонтальними зварними сітками і поздовжніми стержнями. Стержні сіток розташовують у зовнішніх і внутрішніх площинах стінок (поздовжні – тільки у зовнішніх). Діаметр стержнів сіток приймають не менш як 1/4 діаметра поздовжніх стержнів підколінника і не менш як 8 мм. Після встановлення колон стакани замоноличують бетоном класу не нижче як С8/10 і не нижче від класу бетону фундаменту, зменшеним на 5 МПа.

У паливових фундаментах тиск від колон на палі передається через ростверк – залізобетонну плиту, яка розподіляє тиск колон на палі. Фундамент з'єднують зі збірною колоною за допомогою стакана з подальшим замоноличуванням його. Палі верхнім кінцем замурують у ростверк.

Розміри ростверка і підколінника визначають розрахунком і приймають у плані й по висоті кратними 300 мм.

Ростверк розраховують на згинання і продавлювання і армують відповідно до діючих зусиль.

Глибина замурування колон визначається вимогами анкетування їхньої поздовжньої арматури залежно від класу сталі, класу бетону й перерізу колон і приймається для стиснутих стержнів $(10...18) d$, а для розтягнутих – $(20...35) d$.

Для фундаментів з підвищеним стаканом товщина його стінок залежить від перерізу колони, ексцентриситету поздовжньої сили і її приймають у межах $(0,2...0,3) h_c$ колони.

Розрахунком визначають розміри підшови фундаменту, його висоту, площу поперечного перерізу арматури та висоту першого уступу, а для фундаментів з підвищеною ста канною частиною площу перерізу поздовжньої та поперечної арматури стакана.

Розміри підшови фундаменту визначають у розрахунку основи за деформаціями згідно з СНиП 2.02.01-83.

Попередньо розміри підшови фундаментів будівель I та II класів і остаточно для будівель та споруд III і IV класів визначають за умовним розрахунковим опором R_0 , який встановлюють за даними ін-

женерно-геологічних пошуків або за вказівками норм. При цьому тиск ґрунту від основної комбінації навантажень при $\gamma_t = 1$ умовно вважають рівномірно розподіленим по підшві, що допускається для центрально-навантажених фундаментів.

Для позацинтро-навантажених фундаментів епюра тиску ґрунту може бути трапецевата або трикутна; при цьому найбільший крайовий тиск має не перевищувати $1,2R_0$, а при двовісному позацинтро-навантаженні – $1,5R_0$.

8.2. Розрахунок центрально-навантажених фундаментів

Площу підшви фундаменту визначають за формулою

$$A = ab = \frac{N}{R_0 - \gamma_m H_1} \quad (8.1)$$

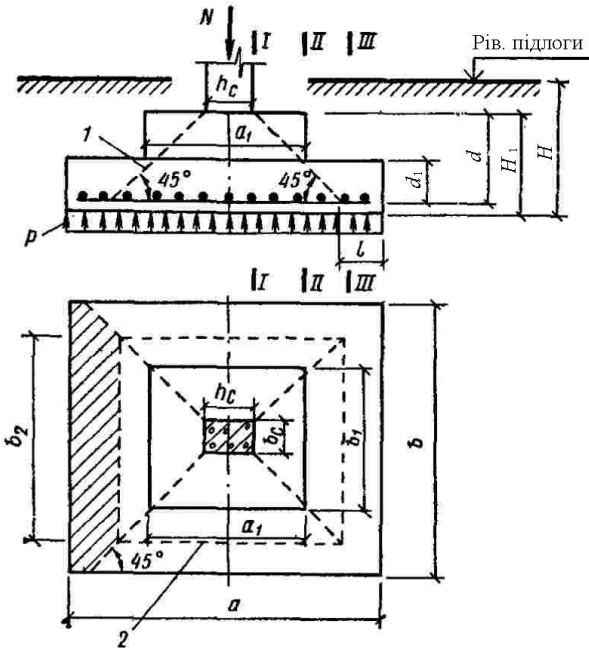


Рис. 8.3 – До розрахунку центрально-навантаженого фундаменту:
1 – піраміда продавлювання; 2 – основа піраміди продавлювання

Тут N – нормальна сила $\gamma_f = 1$ на рівні верхнього обрізу фундаменту, кН; R_0 – розрахунковий опір ґрунтової основи, кПа; $\gamma_m = 20$ кН/м³ – усереднена вага одиниці об'єму фундаменту і засипки над ним; H_1 – глибина закладання фундаменту.

Мінімальну висоту фундаменту визначають із умови продавлювання по піраміді, бічні сторони якої починаються біля колони чи підколінника і нахилені під кутом 45⁰. Цю умову виражають формулою

$$F \leq \alpha \cdot f_{ctd} \cdot u_m \cdot d, \quad (8.2)$$

де F – продавлювальна сила; α – емпіричний коефіцієнт: для важкого бетону – 1, дрібнозернистого – 0,85, легкого та пористого 0,3; u_m – середнє арифметичне периметрів верхньої та нижньої основи піраміди продавлювання в межах робочої висоти фундаменту $u_m = 2 \cdot (b_c + h_c + 2d)$; b_c , h_c – розміри поперечного перерізу колони (рис. 8.2,а) чи підколонника.

Розрахункову продавлювальну силу приймають рівною силі N (при $\gamma_f > 1$), яка діє в колоні, без урахування тиску ґрунту по площі основи піраміди продавлювання

$$F = N - pA, \quad (8.3)$$

де A – площа нижньої основи піраміди продавлювання,

$$A = (h_c + 2d) \cdot (b_c + 2d);$$

$$p = N / A.$$

Із спільного розв'язання умов (8.2) та (8.3) маємо

$$d = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{f_{ctd} + p}}. \quad (8.4)$$

Аналогічно розраховують нижній уступ.

Крім того, висоту нижнього уступу перевіряють, згідно з умовою міцності, за поперечною силою без поперечного армування в похилому перерізі, що починається в перерізі III-III:

$$h_{01} \leq \frac{pc}{\varphi_{c3} \cdot f_{ctd}}, \quad (8.5)$$

де h_{01} – робоча висота нижнього уступу; $c = (a - h_c - 2 \cdot d) \cdot 0,5$ – винос нижнього уступу; $\varphi_{c3} = 0,6$.

Площу перерізу арматури підосви квадратного фундаменту визначають із умов розрахунку фундаменту на згинання в перерізах II-II за формулами

$$\left. \begin{aligned} M_I &= 0,125p \cdot (a - h_c)^2 \cdot b; \\ M_{II} &= 0,125p \cdot (a - a_1)^2 \cdot b. \end{aligned} \right\} \quad (8.6)$$

Переріз арматури обох напрямів на всю ширину фундаменту визначають з умов

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9d \cdot f_{yd}}; \quad A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9d_1 \cdot f_{yd}}. \quad (8.7)$$

8.3. Розрахунок позацентрово-навантажених фундаментів

Фундаменти проектують прямокутними в плані, витягнутими в напрямі дії згинального моменту із співвідношенням сторін не менш як 0,6. Крайові тиски під підосвою фундаменту визначають у припущенні лінійного розподілу тиску в ґрунті:

$$p_1 = \frac{N}{ab} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right), \text{ якщо } e = \frac{M_f}{N_f} \leq a/b; \quad (8.8)$$

$$p_1 = \frac{2N_f}{by} = \frac{3N_f}{3b \cdot (0,5a - e)}, \text{ якщо } e > a/b, \quad (8.9)$$

де N_f та M_f – зусилля на рівні підосви фундаменту при $\gamma_f = 1$

$$N_f = N + \gamma_m H_1 A; \quad M_f = M + VH. \quad (8.10)$$

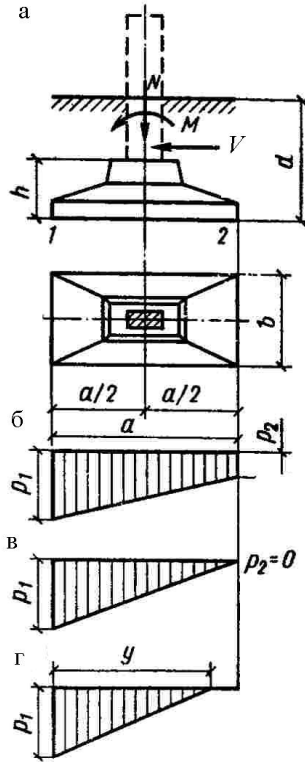


Рис. 8.4 – До розрахунку позациентрово-завантаженого фундаменту:
a – розрахункова схема; *а, б, в* – епюри тиску

Тут N , M та V – розрахункові зусилля, що діють у колоні на рівні верхнього обрізу фундаменту при $\gamma_f = 1$.

Крайовий максимальний тиск ґрунту p має не перевищувати $1,2 \dots 1,5 R_0$, а середній тиск $p_m = N_f / A \leq R_0$. Мінімальний тиск ґрунту на підшву фундаменту має бути: в одноповерхових будівлях при кранах вантажністю понад 75 т і у відкритих естакадах $p_2 \geq 0,25 p_1$; у будівлях з кранами вантажністю менш як 75 т $p_2 \geq 0$; у без кранових будівлях у розрахунку на другу основну комбінацію навантажень можлива двозначна епюра з виключенням з роботи не більш як 1/4 площі підшви фундаменту.

На міцність позациентрово-навантажені фундаменти розраховують аналогічно до центрально-навантажених. При цьому

тиск ґрунту від розрахункових навантажень при $\gamma_f > 1$ визначають без урахування ваги фундаменту та ґрунту на уступах за формулами (8.8) та (8.9) при $N_f = N$ (N – визначають при $\gamma_f > 1$).

У фундаментах із підвищеною стаканною частиною розраховують поздовжню і поперечну арматуру стакана. Площу перерізу поздовжньої (вертикальної) арматури визначають на рівні дна стакана (за перерізом I-I) (рис. 8.5). Згинальні моменти і нормальні сили визначають на визначають від комбінації зусиль, що діють у колоні на рівні верху стакана (M_c, N_c та V_c) та ваги стакана, а також частини колони в ньому

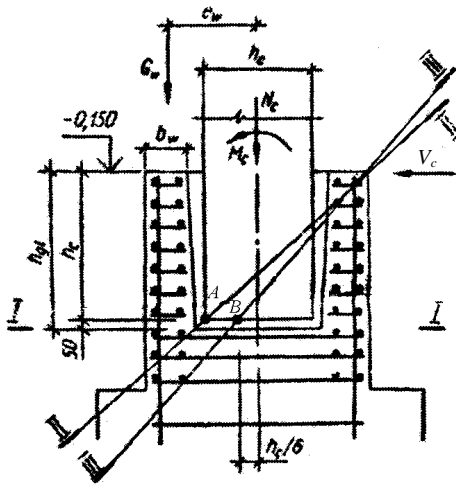


Рис. 8.5 – До розрахунку підколоники

$$\left. \begin{aligned} M &= M_c + V_c h_{cl} + G_w e_w; \\ N &= N_c + G_w, \end{aligned} \right\} \quad (8.11)$$

де G_w – вага частини стіни, що передається на фундамент; e_w – відстань від осі стіни до осі фундаменту.

Коробчастий поперечний переріз стакана зводять до таврового.

Поперечну арматуру при $e_0 < h_c/6$ ставлять конструктивно, а при $e_0 > h_c/2$ – визначають із розрахунку на момент у похилому

перерізі, що проходить через стиснуте ребро торця колони і верхнє ребро стакана (рис. 8.5, переріз II-II). Площу перерізу поперечної арматури в одному ряду обчислюють за формулою

$$A_{sw} = \frac{M + Vh_{gl} - N \frac{h_c}{2}}{f_{ywd} \cdot \sum z_w}. \quad (8.12)$$

Якщо $h_c / 2 > e < h_c / 6$, площу перерізу всіх поперечних стержнів однієї сітки визначають за формулою

$$A_{sw} = \frac{M + Vh_{gl} - 0,7Ne_0}{f_{ywd} \cdot \sum z_w}, \quad (8.13)$$

де h_{gl} – глибина стакана; $e_0 = M / N$; $\sum z_w$ – сума відстаней від кожного ряду поперечної арматури до нижньої грані колони.

8.4. Стрічкові й суцільні фундаменти

Стрічкові фундаменти закладають під стіни і під колони.

Стрічкові фундаменти під стіни роблять переважно з блоків-подушок та фундаментних блоків (рис. 8.6,а). Блоки-подушки бувають прямокутного чи трапецуватого перерізів. Найпоширеніші блоки трапецуватого контуру. Їх укладають уздовж стіни упритул або із зазором (переривчасті фундаменти). Подушку розраховують у поперечному напрямі за згинальним моментом і поперечною силою як консоль, завантажену реактивним тиском ґрунту p без урахування ваги подушки та ґрунту на ній.

Згинальний момент по грані стіни $M_{\max} = 0,5pc^2$, де c – висліт консолі. Площу арматури визначають за формулою (8.7).

Висоту подушки призначають із умови міцності по перерізувальній силі як для елемента без поперечної арматури за формулою (8.5).

Стрічкові фундаменти під колони роблять окремими або перехресними стрічками таврового поперечного перерізу з полицею внизу. Вони бувають монолітні й збірні. Зосереджені навантаження зверху (від колон) і розподілений реактивний тиск ґрунту спричиняють згинання стрічок у поздовжньому напрямі. Такі фундаменти подібні до нерозрізних балок з опорами-колонами. Поздовжнє армування подвійне, визначається розрахунком стрічки на згинання; найбільший переріз верхньої арматури в прольоті, нижньої –

під колоною. Поперечну арматуру призначають за розрахунком на поперечну силу.

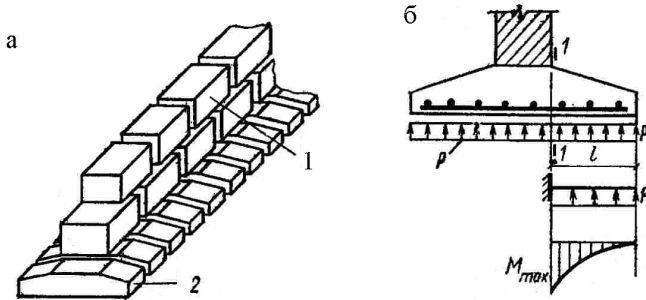


Рис. 8.6 – Збірні стрічкові фундаменти під стінами:
 а – загальний вид; в – до розрахунку подушки фундаменту;
 1 – фундаментні блоки; 2 – блоки-подушки

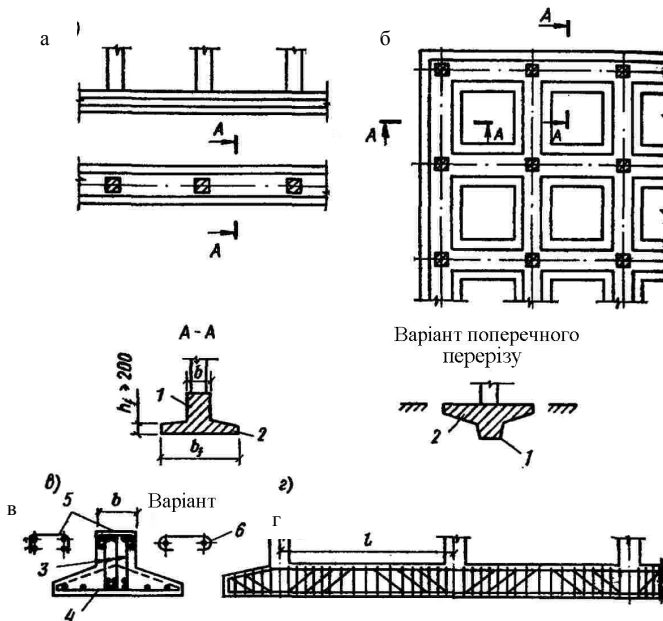


Рис. 8.7 – Стрічкові монолітні фундаменти під колонни:
 а – окремі стрічки; б – перехресні стрічки; в – армування стрічкових
 фундаментів у поперечному перерізі; з – те ж саме, у поздовжньому
 напрямку; 1 – ребро; 2 – полка; 3 – зварні каркаси; 4 – нижні зварні
 сітки; 5 – верхні зварні сітки коритообразні; 6 – те ж саме, плоскі

Стрічки армують вертикальними зварними або в'язаними каркасами, число яких у поперечному перерізі ребра має бути не менш як два при ширині ребра меншому за 400 мм, три – при ширині ребра 400...800 мм і чотири – при ширині ребра понад 800 мм. Полищу армують по ширині стрічкового фундаменту. Робочою є поперечна арматура, кількість якої визначають розрахуванням полиці як консолі на місцеве згинання.

Під час розрахунку стрічкового фундаменту визначають епюру тиску ґрунту по підшві фундаменту з умови його спільної деформації з ґрунтовою основою, обчислюють згинальні моменти та поперечні сили в розрахункових перерізах, встановлюють розміри поперечного перерізу фундаменту і його армування.

Розрахунок деформацій і аналіз його результатів, а також визначення розрахункового тиску основи R_0 виконують за вказівками. СНиП 2.02.01-83.

Статичні розрахунки стрічкових фундаментів виконують як для балок на пружній основі. Методика розрахунку викладається в курсі «Основи і фундаменти».

Суцільні фундаменти застосовують при слабких ґрунтах і значних навантаженнях. Вони бувають плитними безбалковими, у вигляді ребристих плит і коробчастими. Найбільшою жорсткістю характеризуються коробчасті перерізи, проте щодо витрати матеріалів вони не економічні.

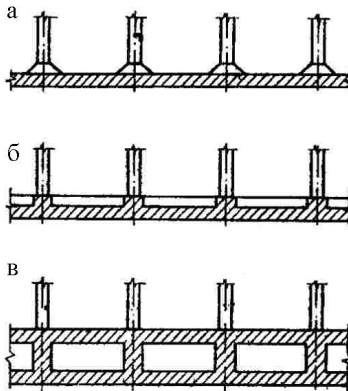


Рис. 8.8 – Суцільні залізобетонні фундаменти:

а – плитний без балочний; б – плитно-балочний; в – коробчастий

Конфігурацію і розміри фундаментів у плані вибирають такими, щоб рівнодійна основних навантажень проходила в центрі

підосви. Суцільні фундаменти подібні до перекинутого перекриття відповідної схеми. Їх армують так само як і залізобетонні перекриття.

Розраховують суцільні фундаменти, як плити на обтискуваному шарі обмеженої глибини або як плити на пружній основі з коефіцієнтом постелі. Методику цих розрахунків наведено в спеціальних курсах з фундаментів.

9. КАМ'ЯНА КЛАДКА

9.1. Матеріали для кам'яної кладки

Для спорудження кам'яних конструкцій застосовують різні види природних та штучних каменів, а також будівельні розчини. Армокам'яні конструкції містять у собі ще і сталеву арматуру.

До природних каменів важких порід відносять вапняки, піщаники, граніти. Їх використовують для устрою фундаментів й облицювання. До природних каменів легких порід відносять вапняк-черепашник, туф. Вони розповсюджені у південних районах нашої країни й слугують для зведення стін.

У теперішній час у будівництві широко використовують штучні камені. До них відносяться: цегла різних видів (глиняний звичайний повнотілий, пустотілий, силікатний та ін.), камені керамічні пустотілі, камені з важкого та легкого бетону (суцільні й пустотілі).

Кам'яні матеріали, які застосовуються при кладці, повинні мати необхідну міцність, морозо- та водостійкість.

Загальною характеристикою кам'яних матеріалів й бетонів є їх міцність, яка обумовлена марками та класами. Марка каменю встановлюється за значенням тимчасового опору (межа міцності) стиску у кгс/см², для цегли також і за вигином. Клас бетону за міцністю встановлюється за розділом 2.4.

Згідно із СНІП II-22-81 для кладки використовують наступні марки каменів за міцністю на стиск: марки 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50 (камені малої міцності – легкі бетонні та природні камені); 75, 100, 125, 150, 200 (середньої міцності – цегла, керамічні, бетонні й природні камені); 250, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 1000 (високої міцності – цегла, природні й бетонні камені).

Морозостійкість каменів також, як і бетонів, в значній мірі визначається їх довговічністю. Вона характеризується марками, що позначають кількість циклів заморожування і відтаювання у насиченому водою стані, які камені витримують без видимих

пошкоджень та зниження міцності. За морозостійкістю є наступні марки каменів й бетонів: 10, 15, 25, 35, 50, 100, 150, 200 й 300.

Марку цегли визначають іспитами на преси на стиск й вигин (см. рис. 9.1).

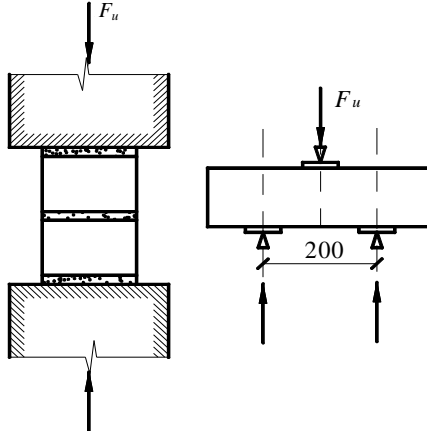


Рис. 9.1 – Схема випробування цегли:
а – при стиску; б – при вигині

Межу міцності зразка обчислюють за формулою:
при стиску

$$f_c = F_u / A ,$$

при вигині

$$f_b = 3F_u l / (2bh^2) ,$$

де F_u – руйнуюче навантаження, кН; A – площа перерізу зразка, см²; l – відстань між осями опор, см; b – ширина зразка, см; h – висота зразка без вирівнюючого шару, см.

Межу міцності цегли даної партії обчислюють як середнє арифметичне результатів випробувань різних п'яти стискаємих та п'яти вигинаємих зразків.

Розчини для кам'яної кладки можуть бути цементні, вапняні й змішані.

Міцність розчину характеризується його маркою, яка визначається тимчасовим опором стиску у кг/см². Згідно СНІП II-22-81 встановлені наступні марки розчину: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 та 200.

Для кладки стін будівлі найчастіше застосовують розчини марок 10...100. Свіжоскладений розчин або відталий розчин замороженої кладки має нульову міцність.

9.2. Міцнісні й деформативні характеристики кам'яної кладки

Камінь й розчин у навантаженій кам'яній кладці знаходиться у складному напруженому стані. Камінь одночасно піддається місцевому стиску, зрізу, вигину й розтягу. Основними причинами такого стану є нерівномірний розподіл стискаючих напружень, відсутність контакту каменя з розчином й різниця в їх деформаційних властивостях. З цієї причини в поперечному напрямку стиснутої кладки розчин зазнає стискаючі, а камінь – розтягуючі напруження.

Розрізняють *чотири стадії роботи кам'яної кладки під короткочасним стискаючим навантаженням*. Перша стадія відповідає такому напружено-деформуючому її стану, при якому тріщини у камені відсутні, так як при стискаючих напруженнях $\sigma \geq \sigma_{crc}$. При застосуванні розчину невеликої щільності напруження, при якому утворюються перші тріщини у кладці, становлять $\sigma_{crc} = (0,3...0,5)f_{ms}$, де f_{ms} – тимчасовий опір кам'яної кладки при стиску. Для кладки на змішаних розчинах $\sigma_{crc} = (0,5...0,7)f_{ms}$, для старої кладки на щільному цементному розчині напруження $\sigma_{crc} = (0,7...0,8)f_{ms}$.

Друга стадія роботи кладки під навантаженням характеризується напруженнями $\sigma = \sigma_{crc}$.

Третя стадія є проміжною між стадіями утворення першої тріщини й руйнування кладки. Збільшення навантаження у даній стадії призводить до розвитку старих та виникненню нових тріщин у камені, а також їх об'єднання між собою і з вертикальними швами. Це призводить до розподілу кладки на окремі гнучкі стовпчики (рис. 9.2,а).

Четверта стадія відповідає руйнуванню кладки після того, як ріст тріщин починає прогресувати при постійному навантаженню (рис. 9.2,б). Руйнування кладки відбувається внаслідок втрати стійкості тонких позацентрово-стиснутих стовпчиків.

Міцність на стиск цегляної кладки оцінюється тимчасовим опором зразка порівняно невеликої величини. Наприклад, поперечний переріз зразків цегляної кладки 38 – 38 та 38 x 51 см. Згідно з

емпіричною формулою, запропонованою Л.І. Оніщиком, тимчасовий опір кам'яної кладки на стиск

$$f_u = f_1 \cdot \omega \cdot [1 - \beta_1 / \beta_2 + 0,5 \cdot f_1 / f_2] \cdot \eta . \quad (9.1)$$

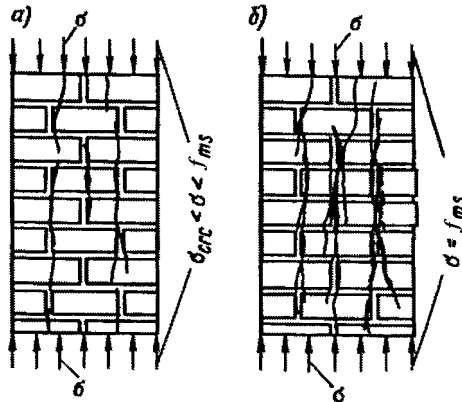


Рис. 9.2 – Характер руйнування цегляної кладки

Тут f_1 і f_2 – тимчасовий опір на стиск відповідно каменю й розчину; $\omega = 0,4 \dots 0,6$ – коефіцієнт, характеризуючи максимально можливу міцність кладки; β_1 та β_2 – коефіцієнти, залежні від виду кладки (для цегляної кладки – $\beta_1 = 0,2$ і $\beta_2 = 0,3$); $\eta = 0,75 \dots 1$ – поправочний коефіцієнт для кладок на розчинах низької міцності.

З виразу (9.1) видно, що зі збільшенням міцності розчину f_2 інтенсивність зросту тимчасового опору f_u швидко затухає. Тому нерационально застосовувати розчини високої міцності, особливо для звичайної стінової кам'яної кладки.

Руйнування розтягнутої кладки може відбутися по неперев'язаному (рис. 9.3,а) та перев'язаному (рис. 9,3,б) перерізі. При неперев'язаному перерізі кладки руйнування в більшості випадків проходить по площині контакту каменю й розчину у горизонтальних швах. При розтягу за перев'язаному перерізу кладка руйнується або по розчину, або по каменю й розчину. Якщо межа міцності розчину при стиску виявиться меншою зчепленню між каменем і розчином, то кладка руйнується по розчину.

Центральний розтяг кладки по перев'язаному перерізу зустрічається у круглих резервуарах, силосах та інших спорудах, а

розтяг по неперев'язаному перерізі – у позацентрово-стиснутих стінах й стовпцях.

У деяких конструкціях кам'яна кладка піддається зрізу. Зріз може відбутися як по неперев'язаному, так і по перев'язаному перерізам.

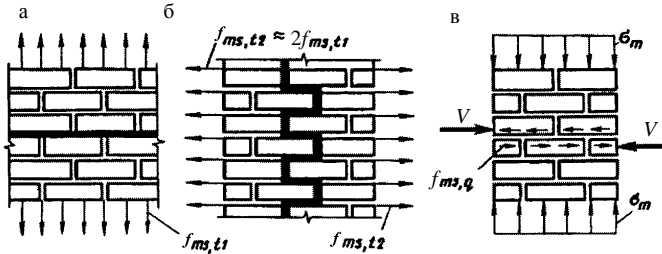


Рис. 9.3 – Схема руйнування кладки розтягу по неперев'язаному (а) і перев'язаному (б) перерізі, а також зрізу (в)

Розрахунковий переріз кладки f_{ms} визначається діленням середньої (очікуваної) межі міцності кладки f_u на коефіцієнт безпеки $\gamma = 2 \dots 2,5$, враховуючи як статичні, так й інші фактори, які можуть викликати несприятливі відхилення:

$$f_{ms} = f_u / \gamma. \quad (9.2)$$

У ряді випадків розрахунковий опір помножується на додаткові коефіцієнти з норм, враховуючих: висоту ряду кладки, тип каменю (цегли), розміри стовпів (простінків).

Кам'яна кладка є матеріалом пружно-пластичним. Під навантаженням вона отримує пружні ϵ_{el} й пластичні деформації ϵ_{pl} . Залежність між напруженням σ й сумарної відносно деформацій ϵ – криволінійна (рис. 9.4). Модуль деформації E , характеризує її деформаційні властивості, є величиною змінною та рівною тангенсу кута φ нахилу дотичної до кривої деформації σ – ϵ у точці, відповідній напруженням σ . Його можна визначити за формулою:

$$E = d\sigma / d\epsilon = E_0 [1 - \sigma / (1,1 f_u)], \quad (9.3)$$

де E_0 – початковий момент деформації кладки (модуль пружності) при напруженнях, близьких до нуля.

Дослідами встановлено, що початковий модуль деформацій пропорціональний межі міцності кладки

$$E_0 = \alpha \cdot f_u, \quad (9.4)$$

де α – пружна характеристика кладки, залежна від виду кладки й марки розчину.

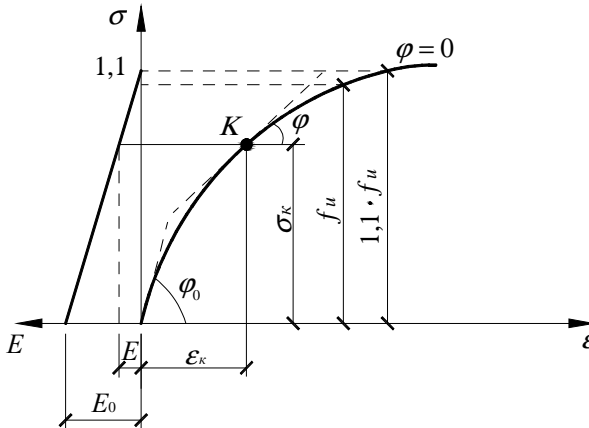


Рис. 9.4 – Залежність «напруження – деформації» при короткочасній дії стискаючого навантаження

9.3. Розрахунок центрально-стиснутих кам'яних стовпів

При центральному стиску напруження за перерізом елемента розподіляються рівномірно. Руйнування таких елементів відбувається залежно від їх гнучкості: або в результаті вичерпання міцнісних властивостей кладки ($\sigma = f_u$) при коротких елементах або у результаті втрат стійкості при критичних напруженнях ($\sigma = \sigma_{cr}$), менших, ніж межа міцності кладки f_u при довгих елементах. На значення зусиль, що руйнуються, впливає також тривалість дії навантаження.

Розрахунок центрально-стиснутих елементів у самому загальному випадку проводять за формулою

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot f_{ms} \cdot A, \quad (9.5)$$

де N – розрахункова поздовжня сила; f_{ms} – розрахунковий опір кладки стиску; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину; A – площа перерізу елемента; m_g – коефіцієнт, що враховує вплив прогину стиснутих елементів на їх несучу здатність при тривалому навантаженні.

Коефіцієнт φ залежить від пружної характеристики кладки α й гнучкості елемента $\lambda_i = l_0 / i$ (або $\lambda_h = l_0 / h$ – для прямокутного суцільного перерізу) і приймається за табл. 15 [].

Коефіцієнт m_g відображає вплив повзучості при довготривалому навантаженню, залежить від рівня завантаження, він визначається за формулою:

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \quad (9.6)$$

де N_g – розрахункова поздовжня сила від довготривалих навантажень; η – коефіцієнт, який приймають за табл. 20 [7].

При $h \geq 300$ мм або $i \geq 8,7$ мм коефіцієнт m_g треба приймати рівним одиниці.

Розрахункову висоту l_0 кам'яних стін і стовпів при визначенні коефіцієнтів φ та m_g приймають залежно від умов спирання вказаних елементів на горизонтальні й вертикальні опори:

- при шарнірному спиранні на нерухомі у горизонтальному напрямку опори, що має місце в житлових, громадських і часто у багатоповерхових промислових будівлях, $l_0 = H$ (рис. 9.5,а);

- при пружній верхній опорі й жорсткому защемленні у нижній опорі: для одно прольотних будівель $l_0 = 1,5H$; для багато прольотних будівель $l_0 = 1,25H$ (рис. 9.5,б);

- для вільно стоячих конструкцій при відсутності сполучення їх з перекриттям або іншими горизонтальними опорами $l_0 = 2H$ (рис. 9.5,в);

- для конструкцій з частково защемленими опорними перерізами – з урахуванням фактичної ступені защемлення, але не менш $l_0 = 0,8H$.

Якщо опори жорсткі, то розрахункову висоту приймають: при збірних залізобетонних перекриттях $l_0 = 0,9H$; при монолітних, опертих на стіни з чотирьох сторін, $l_0 = 0,8H$. Тут H – відстань від перекриття або іншими горизонтальними опорами у світу.

Якщо навантаженням є тільки власна вага елемента в межах розраховуємої ділянки, то вказану розрахункову висоту стиснутих елементів слід помножити на коефіцієнт 0,75.

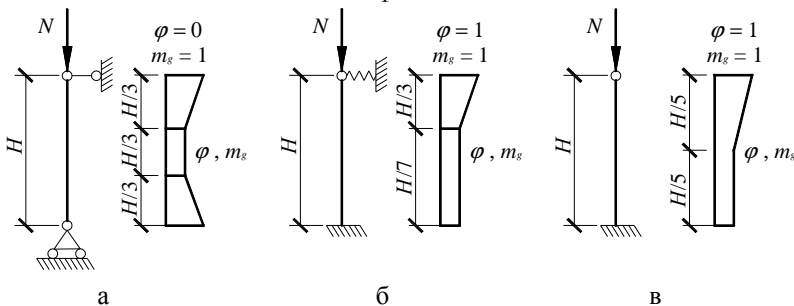


Рис. 9.5 – Визначення розрахункових довжин стиснутих елементів і коефіцієнтів φ і m_g

Значення коефіцієнтів φ і m_g для стін і стовпів, які спираються на шарнірні нерухомі опори, з розрахунковою висотою $l_0 = H$ при розрахунку перерізів, розташованих у середній третій висоті l_0 , слід приймати постійними й рівними розрахунковим значенням φ і m_g , визначеним для даного елемента. При розрахунку перерізів на ділянках у крайніх третинах l_0 , коефіцієнти φ і m_g збільшуються за лінійним законом до одиниці на опорах (см. рис. 9.5,а).

Для стін і стовпів, що мають нижню защемлену й верхню пружну опору, при розрахунку перерізів нижньої частини довжиною $0,7H$ приймають розрахункові значення φ та m_g , а при розрахунку перерізів верхньої частини ($0,3H$) значення φ та m_g збільшуються за лінійним законом до одиниці (див. рис. 9.5,б).

Для вільно стоячих стін і стовпів при розрахунку перерізів у межах нижньої половини висоти H приймають розрахункові значення φ і m_g , при розрахунку перерізів верхньої половини φ і m_g

збільшують за лінійним законом до одиниці на верхньому кінці (див. рис. 9.5,в).

Наведені вказівки з визначення розрахункового значення коефіцієнтів φ і m_g відносяться до ділянок стін, розташованих на відстані від місць їх взаємного перерізу, рівному висоті H й більш. У місцях перерізу поздовжньої і поперечної стін, при умові їх надійного з'єднання, ці коефіцієнти дозволяється приймати рівними одиниці. Для проміжних ділянок стін коефіцієнти φ та m_g визначаються за інтерполяцією.

Приклад 9.1. На цегляні стовпи усередині виробничої будівлі вільно спирається площадка під устаткування. Розрахункове навантаження, яке діє на один стовп перерізом 38 x 38 см, $N = 140$ кН. Висота стовпа $H = 3$ м. Цегла глиняна пластичного пресування марки 75, розчин марки 25. Необхідно перевірити несучу здатність стовпа.

При заданих умовах спірання розрахункова довжина (висота) $l_0 = 1,25H = 1,25 \cdot 3 = 3,75$ м.

Згідно з табл. 2 [6] розрахунковий переріз кладки $R = 1,1$ МПа, а за табл. 15 пружна характеристика $\alpha = 1000$. Оскільки площа стовпа $A = 0,38 \cdot 0,38 = 0,145$ м² < 0,3 м², то розрахунковий переріз необхідно помножити на коефіцієнт $\gamma_c = 0,8$.

Оскільки $h = 38$ см > 30 см, то $m_g = 1$. При відношенні $\lambda_h = l_0 / h = 3,75 / 0,38 = 9,8$ за табл. 8 $\varphi = 0,884$.

Несуча здатність за формулою (9.5)

$$N_{Rd} = 1 \cdot 0,884 \cdot 1,1 \cdot 38 \cdot 38 \cdot 0,8 \cdot 100 = 140,4 \text{ кН} > N = 140 \text{ кН.}$$

тобто забезпечена.

9.4. Розрахунок позацентрово-стиснутих кам'яних стовпів

Позацентровий стиск є найбільш розповсюдженим видом силового впливу на кам'яні конструкції. Цей вплив зазнають, зокрема такі важливі елементи споруд, дуже часто виконуємо з каменю, як стіни (простінки) й стовпи.

Як вже відмічалось, кам'яна кладка має пружно-пластичні властивості, тому для розрахунку кам'яних конструкцій на позацентровий стиск неможливо використовувати формули, за якими розраховують на цей вид впливу елементи з пружних матеріалів.

Характер напруженого стану кладки при позacentровому стиску залежить від величини ексцентриситету e_0 прикладання поздовжньої сили N . При невеликих ексцентриситетах увесь переріз стиснуто (рис. 9.6,а). Зі зростанням ексцентриситету епора напруження стає двозначною (рис. 9.6,б), так як переріз зазнає не тільки стиск, але і розтяг. При достатньо великих ексцентриситетах навіть при малих навантаженнях напруження в розтягнутій зоні елемента можуть перевищувати граничний опір кладки розтягненню при вигині, і в розтягнутій зоні з'являться горизонтальні тріщини (рис. 9.6,в). Поява цих тріщин не призводить до руйнування елемента, якщо напруження у стиснутій зоні не перевищує граничної міцності і навантаження на нього може бути збільшено, доки не буде використана несуча здатність стиснутої зони перерізу. Руйнуюче навантаження може в кілька разів перевищувати навантаження, при якому утворилася тріщина в розтягнутій зоні кладки.

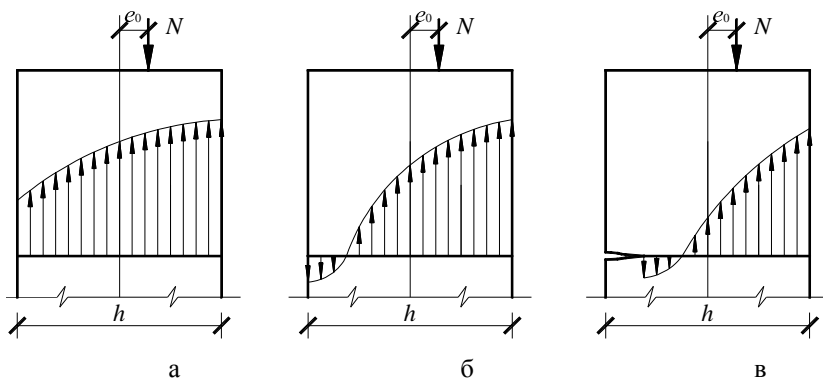


Рис. 9.6 – Види епора напружень при позacentровому стиску кладки

Найбільше значення ексцентриситету не повинно перевищувати:

- для основних сполучень навантажень $e_u = 0,9y$;
- для особливих – $e_u = 0,95y$;

у стінах товщиною 25 мм та менше:

- для основних сполучень навантажень $e_u = 0,8y$;
- для особливих $e_u = 0,85y$;

де y – відстань від центру тяжіння до краю перерізу в бік ексцентриситету (рис. 9.7).

При цьому відстань від точки прикладення сили до більш стиснутого краю перерізу має бути не менше 20 мм.

При розрахунку несущих й самонесучих стін товщиною 25 см і менше треба враховувати випадковий ексцентриситет e_0 , який повинен сумуватися з ексцентриситетом поздовжньої сили. Значення випадкового ексцентриситету приймається рівним: для несущих стін – 2; для самонесущих стін – 1 см. Для не несучих елементів випадковий ексцентриситет допускається не враховувати.

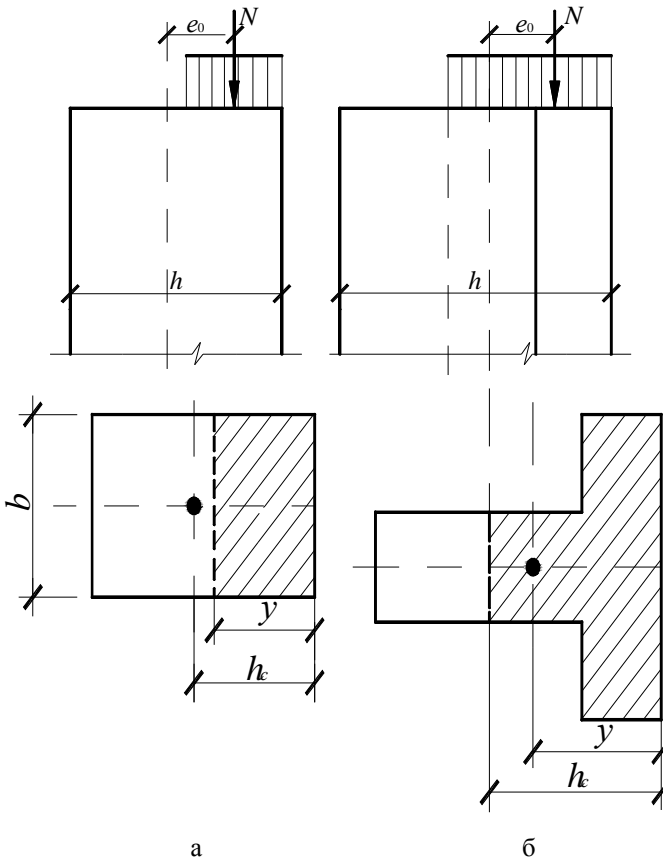


Рис. 9.7 – Розрахункова схема при позацифровому стиску кладки:
а – прямокутного перерізу; б – таврового перерізу

Якщо фактичний ексцентриситет перевищує граничне його значення, то розтягнута зона кладки повинна бути заармована поздовжньою арматурою.

Рівняння для розрахунку неармованої кладки на позacentровий стиск можна одержати з суми проєкцій усіх сил на поздовжню вісь елемента, приймаючи епюру навантаження прямокутної (см. рис. 9.7). З урахуванням гнучкості, тривалості дії навантаження та ефекту обойми вона матиме вигляд

$$N \leq \varphi_1 \cdot m_{g1} \cdot \omega \cdot f_{ms} \cdot A_c, \quad (9.7)$$

де φ_1, m_{g1} – коефіцієнти, що мають той смисл, що й при центральному стиску й визначаються за формулами

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2; \quad (9.8)$$

$$m_{g1} = 1 - \eta \cdot \frac{N_g}{N} \cdot \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right); \quad (9.9)$$

ω – коефіцієнт, враховуючий ефект обойми й прийнятий за табл. 9 [7]; A_c – площа стиснутою частини перерізу, яка може бути визначена виходячи з спів падіння центру ваги цієї частини з точкою прикладення зовнішнього навантаження N . Для прямокутного перерізу, наприклад, $A_c = bh_c$ та $h_c = h - 2e_0$, тоді

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right), \quad (9.10)$$

e_{0g} – ексцентриситет від тривало діючого навантаження N_g .

Як і у випадку центрального стиску, при $h \geq 30$ см або $i \geq 8,7$ см коефіцієнт m_{g1} треба приймати рівним одиниці.

У формулі (9.8) коефіцієнт поздовжнього вигину φ визначається, як і при центральному стиску, для всього перерізу висотою h у площині дії вигинального моменту й розрахункової довжини l_0 за табл. 18 [7]. Величина φ_c – коефіцієнт поздовжнього вигину для стиснутої зони перерізу висотою h_c визначається за

фактичною висотою елемента H при співвідношенні $\lambda_{h_c} = H/h_c$ або гнучкості $\lambda_{i_c} = H/i_c$ за табл. 18, де i_c – радіус інерції стиснутої частини поперечного перерізу в площині дії вигинального моменту.

При $e_0 \leq 0,7u$ позacentрові стиснуті елементи можна розрахувати тільки за міцністю, тобто за формулою (9.7). Якщо ж ця умова не дотримується, то необхідний розрахунок розтягнутої зони з розкриття тріщин.

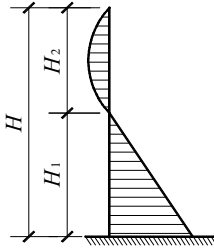


Рис. 9.8 – Розрахункова висота H при двозначній епюрі моментів

При визначенні коефіцієнта поздовжнього вигину позacentрово-стиснутих елементів й при двозначній епюрі моментів гнучкості дозволяється визначати за висотою H_1 , відповідної висоті епюри одного знаку (рис. 9.8).

Приклад 9.2. На простінок перерізом 116 x 51 см багатоповерхової громадської будівлі з цегли напівсухого пресування марки 100 на розчині марки 50 діє поздовжня сила $N = 600$ кН та згинальний момент у напрямку меншої сторони перерізу $M = 18$ кН·м. Висота поверху за відрахуванням товщини перекриття $H = 2,7$ м. Необхідно перевірити несучу здатність простінку.

Для заданих умов розрахунку висота простінку $l_0 = H = 2,7$ м. Так як $h = 51$ см > 30 см, то $m_g = 1$. Для прийнятих матеріалів пружна характеристика кладки $\alpha = 500$ (табл. 15 [7]) та розрахунковий її опір $f_{ms} = 1,5$ МПа (табл. 2).

Послідовно визначаємо відношення $\lambda_h = 270/51 = 5,3$; коефіцієнт поздовжнього вигину в припущенні центрально-стиснутого $\varphi = 0,934$ (табл. 18); ексцентриситет прикладення навантаження $e_0 = M/N = 18/600 = 0,03$ м = 3 см; висоту стиснутої зони (формула (9.10)) $h_c = h - 2e_0 = 51 - 2 \cdot 3 = 45$ см; відношення $\lambda_{h_c} = H/h_c = 270/45 = 6$; коефіцієнт поздовжнього вигину для

стиснутої зони (табл. 18) $\varphi_c = 0,91$; коефіцієнт поздовжнього вигину з урахуванням позacentрового навантаження (формула (9.8)) $\varphi_1 = (0,934 + 0,91) / 2 = 0,922$; площа стиснутої зони за формулою (9.10) $A_c = 116 \cdot 51 \cdot (1 - 2 \cdot 3 / 51) = 5210 \text{ см}^2$ і коефіцієнт $\omega = 1 + e_0 / h = 1 + 3 / 51 = 1,06 < 1,45$.

Несуча здатність простінку за формулою (9.7) $N_{Rd} = 0,922 \cdot 1 \cdot 1,06 \cdot 1,5 \cdot 5210 \cdot 100 = 763776 \text{ Н} = 763,8 \text{ кН} > N = 600 \text{ кН}$, тобто забезпечена.

Оскільки $e_0 = 3 \text{ см} < 0,7y = 0,7 \cdot 0,5h = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 51 = 17,8 \text{ см}$, то розрахунок по розкриттю тріщин виконувати не потрібно.

9.5. Розрахунок і проектування армокам'яних конструкцій

Армування кам'яних конструкцій виконується з метою збільшення їх міцності й стійкості. Існують два найбільш розповсюджених види армування: поперечне (сітчасте) й поздовжнє.

Сітчасте армування (рис. 9.9) застосовують для підсилення тяжко навантажених колон і простінків, які мають невелику гнучкість. При ексцентриситетах, що виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів $e_0 > 0,33y$), а також при $\lambda_h > 15$ або $\lambda_i > 53$ сітчасте армування застосовувати не слід, оскільки воно не підвищує несучої здатності кладки.

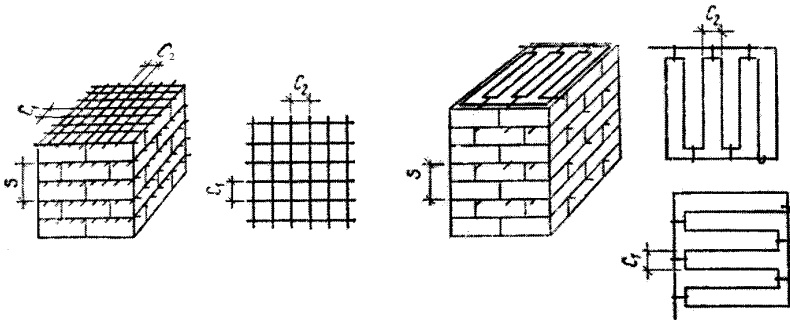


Рис. 9.9 – Непряме армування кам'яної кладки: а – прямокутними сітками; б – сітками «зигзаг»

Арматурні сітки з перехресними стержнями (рис. 9.9,а) або типу «зигзаг» (рис. 9.9,б) укладають у горизонтальні шви стін або

стовпців на відстані s . Виготовляють їх з круглої гладкої сталі класу А240 або з холодно тягнутої проволочи Вр-1. Діаметр стержнів приймають не менше 3 і не більше 6 мм для сіток з перехресними стержнями і 8 мм для сіток «зигзаг». Відстань c між стержнями у сітці повинно бути не більше 120 і не менше 30 мм. Товщина швів кладки армокам'яних конструкцій повинна перевищувати товщину сітки не менш ніж на 4 мм. Сітки укладають не рідше, чім 5 рядів). Сітки «зигзаг» укладають в два суміжних ряди кладки так, щоб напрямлення стержнів у них було взаємно перпендикулярним. Дві укладені таким чином сітки «зигзаг» рівнозначні сітці з перехресними стержнями того ж перерізу. Кінці стержнів сіток на 2...3 мм випускають зі швів кладки для контролю укладання сіток.

Насичення кладки арматурою характеризується процентом армування

$$\rho_{xy} = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100\% , \quad (9.11)$$

де V_s і V_k – об'єми арматури й кладки. Для квадратної сітки з арматури перерізом A_{st} з розмірами осередку $c_1 = c_2 = c$ при відстані між сітками за висотою s (см. рис. 9.9)

$$\rho_{xy} = \frac{2A_{st}}{cs} \cdot 100\% . \quad (9.12)$$

Для одержання необхідного ефекту від сітчастого армування його кількість повинна становити не менше 0,1%. Для запобігання не до використання арматури відсоток її повинен бути не більше 1%.

Крім того відсоток армування не повинен перевищувати при центральному стиску

$$\rho_{xy} = 50 \cdot \frac{f_{ms}}{f_{yd}} \geq 0,1\% , \quad (9.13)$$

при позацентровому стиску

$$\rho_{xy} = 50 \cdot \frac{f_{ms}}{(1 - 2e_0 / y) f_{yd}} \geq 0,1\% . \quad (9.14)$$

Марка розчину для елементів з сітчастим армування приймається не нижче 50, а товщина каменя повинна бути такою, щоб висота ряду кладки не перевищувала 150 мм.

Сітки, введені у горизонтальні шви, перешкоджають поперечним деформаціям кладки й підвищують її несучу здатність. При центральному стисненню це підвищення залежить від відсотку армування ρ_{xy} . Згідно з нормами розрахунку опір стиску для армованої кладки з цегли усіх видів й керамічних каменів з щільовидними вертикальними пустотами при висоті ряду не більше 150 мм визначається за формулою

$$f_{ms,red} = f_{ms} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd}}{100} \leq 2f_{ms} . \quad (9.15)$$

При міцності розчину (в процесі зведення кам'яної конструкції) нижче 2,5 МПа

$$f_{ms,red} = f_{ms} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd}}{100} \cdot \frac{f_{ms,1}}{f_{ms,25}} \leq 2f_{ms} , \quad (9.16)$$

де $f_{ms,1}$ – розрахунковий опір стиску неармованої кладки в розглядуваний строк твердіння розчину; $f_{ms,25}$ – розрахунковий опір кладки при марці розчину 25; f_{yd} – розрахунковий опір арматури, прийнятий за табл. 3 й помножений на коефіцієнт умов роботи γ_{cs} згідно табл. 13 [7].

При міцності розчину більше 2,5 МПа відношення $f_{ms,1} / f_{ms,25}$ приймають рівним 1.

При позацентровому стиску на величину розрахункового опору армованої кладки, крім відсотка армування, впливає також ексцентриситет від навантаження e_0 . У такому випадку розрахунковий опір визначають за формулою:
при марці розчину 50 та вище

$$f_{ms,red} = f_{ms} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd}}{100} \cdot (1 - 2e_0 / y) \leq 2f_{ms} ; \quad (9.17)$$

при марці розчину нижче 25 (у процесі зведення)

$$f_{ms,red} = f_{ms} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd}}{100} \cdot (1 - 2e_0 / y) \cdot \frac{f_{ms,1}}{f_{ms,25}} \leq 2f_{ms}. \quad (9.18)$$

Розрахунок кладки з сітчастим армуванням проводять за формулами:

при центральному стиску

$$N_{Ed} \leq \varphi \cdot m_g \cdot f_{ms,red} \cdot A; \quad (9.19)$$

при позacentровому стиску

$$N_{Ed} \leq \varphi_1 \cdot m_{g1} \cdot \omega \cdot f_{ms,red,1} \cdot A_c; \quad (9.20)$$

при позacentровому стиску для прямокутного перерізу

$$N_{Ed} \leq \varphi_1 \cdot m_{g1} \cdot \omega \cdot f_{ms,red,1} \cdot A \cdot (1 - 2e_0 / h). \quad (9.21)$$

Площу A_c й коефіцієнти $m_g, m_{g1}, \varphi, \varphi_1, \omega$ визначають за формулами з § 9.3 і 9.4. Для визначення φ із табл. 18 [7] необхідно знати пружну характеристику армованої кладки

$$\alpha_s = \alpha \cdot f_u / f_{su}, \quad (9.22)$$

де f_u – середня межа міцності (тимчасовий опір стиску кладки)

$$f_u = k \cdot f_{ms}, \quad (9.23)$$

де f_{su} – те ж, для кладки з сітчастою арматурою

$$f_{su} = k \cdot f_{ms} + \frac{2 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,n}}{100}, \quad (9.24)$$

де k – коефіцієнт, що приймають для кладки з цегли й каменів усіх видів, з крупних блоків, рваного буту й бутобетону, а також для віброваної цегляної кладки рівним 2,0; для кладки з великих і дрібних блоків із ніздрюватого бетону – 2,25; $f_{yd,n}$ – характеристичне значення арматури, яке приймають за табл. 3.1, помножене на коефіцієнт умов роботи γ_s (для А240 – 1,05; Вр-I – 1,25). При використанні дроту Вр-I додаткового вводять коефіцієнт умов роботи 0,6.

Приклад 9.3. Визначити розрахункову несучу здатність армованого цегляного стовпа перерізом 64 x 64 см з розрахунковою висотою $l_0 = 4,8$ м, якщо навантаження до нього прикладене з ексцентриситетом $e_0 = 5$ см у напрямку більшої сторони перерізу. Стовп викладено з глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на цементно-вапняному розчині марки 75. Армована сітка зварена з дроту діаметром 5 мм класу Вр-I ($A_{s1} = 0,196 \text{ см}^2$) з розмірами вічка $c = 4$ см й укладена через три ряди цегли ($s = 21$ см).

Знаходимо за табл. 3.1 з урахуванням табл. 13 [7] значення $f_{yd} = 360 \cdot 0,6 = 216$ МПа, а за табл. 2 та 5 [7] $f_{ms} = 1,7$ МПа і $\alpha = 1000$.

Так як $h > 64 \text{ см} > 30 \text{ см}$, то $m_g = 1$.

Відсоток непрямого армування за формулою (9.12)

$$\rho_{xy} = 2 \cdot 0,196 \cdot 100 / (4 \cdot 21) = 0,467\% > \rho_{\max} = 50 \cdot 1,7 / 216 = 0,394\%$$

(формула (9.13)). Так як при заданих параметрах відсоток непрямого армування перевищує припустиме значення, то непряма арматура у такій кількості буде використовуватися неефективно. Її необхідно зменшити, прийняв крок сіток ($s = 2 \cdot 0,196 \cdot 100 / (0,394 \cdot 2) = 25$ см) через 4 ряду кладки ($s = 30$ см) або розмір вічка сітки $c = 2 \cdot 0,196 \cdot 100 / (0,394 \cdot 21) = 4,7$ см ≈ 5 см. Приймемо $c = 5$ см, тоді відсоток непрямого армування

$$\rho_{xy} = \frac{2 \cdot 0,196}{5 \cdot 21} \cdot 100 = 0,373\% < \rho_{\max} = 0,394\%$$

Відстань від центру ваги до краю перерізу в бік ексцентриситету $y = 0,5h = 0,5 \cdot 64 = 32$ см та розрахунковий опір армованої кладки (див. формулу (9.17))

$$f_{ms,red} = 1,7 + 2 \cdot 0,373 \cdot 216/100 \cdot (1 - 2 \cdot 5/32) = 3,81 \text{ МПа} < \\ < 2f_{ms} = 2 \cdot 1,7 = 3,4 \text{ МПа.}$$

Середня межа міцності неармованої

$$f_u = k \cdot f_{ms} = 2 \cdot 1,7 = 3,4 \text{ МПа}$$

і армованої кладки за формулою (9.24)

$$f_{su} = 2 \cdot 1,7 + \frac{2 \cdot 395 \cdot 0,6 \cdot 0,373}{100} = 5,16 \text{ МПа.}$$

Пружна характеристика армованої кладки (формула (9.22))

$$\alpha_s = 3,4/5,16 \cdot 1000 = 659 .$$

При відношенні $\lambda_h = l_0 / h = 480 / 64 = 7,5 < 15$; $\varphi = 0,885$.

Висота стиснутої зони $h_c = h - 2e_0 = 64 - 2 \cdot 5 = 54$ см, а її площа $A_c = bh_c = 64 \cdot 54 = 3456 \text{ см}^2$. При відношенні

$$\lambda_{h_c} = H / h_c = 480 / 54 = 8,9 ; \varphi_c = 0,846 ,$$

тоді за формулою (9.10):

$$\varphi_1 = \frac{0,885 + 0,846}{2} = 0,866 .$$

Коефіцієнт $\omega = 1 + e_0 / h = 1 + 5 / 64 = 1,078 < 1,45$. Несуча здатність стовпа визначають за формулою (9.20):

$$N_{Rd} = 0,866 \cdot 1 \cdot 2,81 \cdot 3456 \cdot 1,078 \cdot 100 = 906602 \text{ Н} = 906,6 \text{ кН.}$$

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Залізобетонні конструкції: підр. / за ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
2. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкції . – К.: Будівельник, 1990. – 184 с.
3. Залізобетонні конструкції: підп. / за ред. П.Ф. Вахненко. – К.: Вища школа, 1999. – 508 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
5. ДБН В.2.6:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. (Проект норм – друга редакція).
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции // Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1989. – 80 с.
7. СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции // Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.

ЗМІСТ

1. Вступ	3
1.1. Суть залізобетону	3
1.2. Позитивні і негативні властивості залізобетонних конструкцій	4
1.3. Галузі застосування залізобетону	4
1.4. Розвиток залізобетонних конструкцій	5
2. Фізико-механічні властивості бетону	6
2.1. Види бетонів, які застосовуються у конструкціях	6
2.2. Структура бетону та її вплив на міцність і деформативність	7
2.3. Міцнісні й деформативні характеристики бетону	8
2.4. Класи і марки бетонів	12
3. Армування	15
3.1. Призначення і види армування	15
3.2. Механічні властивості армувальних сталей	15
3.3. Класифікація армування	16
3.4. Арматурні вироби	19
4. Методи розрахунку залізобетонних конструкцій	21
4.1. Етапи розрахунків	21
4.2. Стадії напружено-деформованого стану	21
4.3. Суть розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами ..	22
4.4. Характеристичні і розрахункові навантаження Сполучення навантажень	23
4.5. Характеристичне і розрахункове значення опорів матеріалів	25
5. Розрахунок міцності елементів, що працюють на згинання	28
5.1. Розрахунок міцності елементів прямокутного профілю з одиничною армуванням у нормальному перерізі	28
5.2. Міцність елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням у нормальному перерізі	35
5.3. Міцність елементів таврового профілю у нормальному перерізі	38
5.4. Розрахунок міцності у похилих перерізах при дії поперечної сили	42

6. Несуча здатність стиснутих елементів	49
6.1. Стиснення з випадковими ексцентриситетами	49
6.2. Стиснення з позацентровими ексцентриситетами	52
6.3. Урахування впливу прогину при розрахунках позацентрово-стиснутих елементів	55
6.4. Розрахунок позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів прямокутного перерізу (за міцністю)	56
7. Центральні- і позацентрово розтягнуті елементи	57
7.1. Конструктивні особливості	57
7.2. Розрахунки на міцність	58
8. Фундаменти	61
8.1. Конструктивні особливості	61
8.2. Розрахунок центрально-навантажених фундаментів	64
8.3. Розрахунок позацентрово-навантажених фундаментів	66
8.4. Стрічкові й суцільні фундаменти	69
9. Кам'яна кладка	72
9.1. Матеріали для кам'яної кладки	72
9.2. Міцнісні й деформативні характеристики кам'яної кладки	74
9.3. Розрахунок центрально-стиснутих кам'яних стовпів	77
9.4. Розрахунок позацентрово-стиснутих кам'яних стовпів	80
9.5. Розрахунок і проектування армокам'яних конструкцій	85
Список джерел	91

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

СЄДИШЕВ Євгеній Серафимович

Конспект лекцій

з курсу

«Залізобетонні та кам'яні конструкції»

(для слухачів другої вищої освіти на факультеті післядипломної освіти і заочного навчання спеціальності 7.092101- «Промислове і цивільне будівництво»)

Редактор *М. З. Аляб'єв*

Комп'ютерне верстання *К. А. Алексанян*

План 2010, поз. 2 Л

Підп. до друку 23.07.2010

Формат 60x80/16

Друк на різнографі.

Ум. друк. арк. 5,5

Зам. №

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011