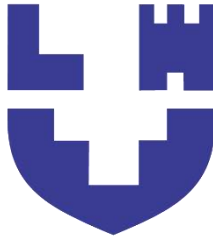


**Міністерство освіти і науки України
Луцький національний технічний університет**



Конструкції будівель та споруд

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування»
галузі знань 19 Архітектура та будівництво
(G Інженерія, виробництво та будівництво)
спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування
денної форми навчання

ЛУЦЬК 2025

УДК 624 (07)
К65

До друку
Голова вченої ради
факультету архітектури, будівництва та дизайну _____ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ
Директор бібліотеки _____ Н. ПОЛЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № __ від _____ 2025 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № __ від _____ 2025 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії _____ О. УЖЕГОВА

Укладачі: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач
кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

_____ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: _____ С. РОТКО, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук,
доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Конструкції будівель та споруд [текст]: конспект лекцій (частина 2) для
К 65 здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної
програми «Архітектура та містобудування» галузі знань 19 Архітектура та
будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 191
(G17) Архітектура та містобудування денної форми навчання / уклад.
О.А.Ужегова, С.О.Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 184 с.

Методична розробка містить лекційний матеріал з обов'язкової дисципліни
«Конструкції будівель та споруд».

Видання призначене для здобувачів вищої освіти спеціальності 191 (G17)
Архітектура та містобудування денної форми навчання.

© О.А. Ужегова, 2025

© С.О. Ужегов, 2025

Передмова

Кожен здобувач, котрий опановує освітню програму «Архітектура та містобудування», здобуває певні професійні компетентності, які ґрунтуються на знанні будівельних конструкцій.

Освітній компонент «Конструкції будівель та споруд» належить до обов'язкових дисциплін підготовки здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування».

Конспект лекцій включає дві частини. Друга частина призначена для опрацювання в другому модулі вивчення ОК «Конструкції будівель та споруд» і включає інформацію про залізобетонні конструкції, методики розрахунку та основні принципи конструювання.

Методична розробка призначена як для аудиторного, так і для самостійного опрацювання матеріалу студентами, містить необхідні довідкові матеріали для виконання розрахунків елементів залізобетонних конструкцій.

ВСТУП

1. Суть залізобетону

Бетон – це штучний кам'яний матеріал, який добре протистоїть стисканню і значно гірше – розтягнанню.

У бетонній балці, що згинається (рис. 1, *а*), виникають розтягнута і стиснута зони. Така балка має низьку несучу здатність внаслідок слабкого опору бетону розтягнанню.

Якщо в розтягнутій зоні балки розмістити арматуру (рис. 1, *б*), то її несуча здатність значно зросте.

Залізобетоном називають штучний композитний будівельний матеріал, що складається з бетону та сталеві арматури, які працюють разом.

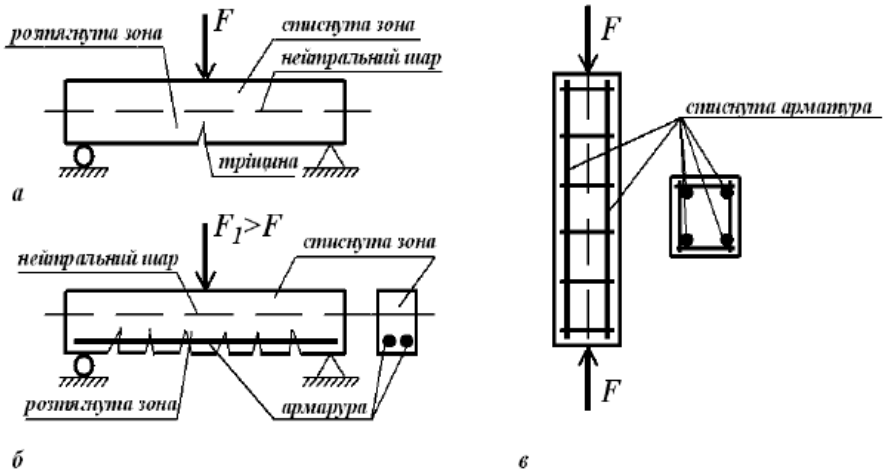


Рис. 1. Елементи під навантаженням:

а – бетонна балка; *б* – залізобетонна балка; *в* – залізобетонна колона

Армування бетонної балки дає можливість використовувати міцність сталеві арматури на розтягання і міцність бетону на стискання. Несуча здатність залізобетонної балки може перевищувати несучу здатність аналогічної бетонної балки більше, як у 10 разів.

У стиснутих конструкціях значну частину навантаження сприймає бетон. Арматура працює спільно з бетоном і сприймає частину стискувальних зусиль, що дає можливість зменшити розміри поперечного перерізу елемента (рис. 1, *в*). Армування стиснутого бетону підвищує також надійність залізобетонних елементів.

Спільна робота сталевोї арматури і бетону зумовлена такими фізико-механічними властивостями цих матеріалів:

- 1) при тужавленні бетону між ним та арматурою виникають значні сили зчеплення, які забезпечують у певних межах рівність їхніх деформацій;
- 2) щільний бетон захищає сталеву арматуру від корозії, а також охороняє її від безпосередньої дії вогню;
- 3) сталь та бетон мають близькі коефіцієнти лінійного температурного розширення, тому зі зміною температури внутрішні температурні зусилля в залізобетоні незначні;
- 4) співвідношення модулів пружності арматури та бетону в межах 6...14 сприяє повному використанню міцності арматури в залізобетонних конструкціях.

Переваги та недоліки залізобетону. Залізобетон широко використовується у будівництві за рахунок його довговічності, вогнестійкості, стійкості проти атмосферних впливів. Він має високий опір динамічним навантаженням та низькі експлуатаційні витрати у порівнянні з іншими будівельними конструкціями. Крупний (щебінь, гравій) і дрібний (пісок) заповнювачі для бетону розповсюджені по всій території України, що також сприяє широкому застосуванню залізобетону у будівництві.

У залізобетонних конструкціях (далі ЗБК) від дії зовнішнього експлуатаційного навантаження виникають тріщини в розтягнутих зонах (рис. 1, б). Ширина розкриття цих тріщин у багатьох конструкціях незначна і не заважає їх нормальній експлуатації.

Найефективніший спосіб запобігти появі тріщин – застосувати попереднє напруження арматури.

Попередньо напруженими називають такі залізобетонні конструкції, під час виготовлення яких створюється обтискування бетону зони, розтягнутої під дією зовнішнього навантаження. Цього досягають попереднім напруженням високоміцної арматури. При натягуванні арматури реалізується значна частина її пружних деформацій, що дає можливість використовувати високоміцні сталі для армування ЗБК. Обтискування бетону сприяє істотному збільшенню періоду спільної роботи напруженої арматури з розтягнутим бетоном і дає можливість не допустити утворення тріщин під час експлуатації або обмежити їх розкриття. Використання високоміцної арматури знижує вартість залізобетонних конструкцій.

Основним недоліком залізобетонних конструкцій є їх велика маса. Для зменшення маси ЗБК використовують ефективні поперечні перерізи залізобетонних елементів (тавровий, двотавровий, з отворами тощо) та легкі бетони.

2. Галузі застосування залізобетонних конструкцій

Залізобетонні конструкції широко застосовують у будівництві. Із монолітного та збірного залізобетону споруджують одно- та багатоповерхові виробничі будівлі (рис. 2), монтують стіни і несучі конструкції великопанельних будівель, розвивається будівництво житлових будинків із залізобетонних блок-кімнат. До складу громадських будівель входять переважно збірний залізобетонний каркас, плити перекриттів, стінові панелі.

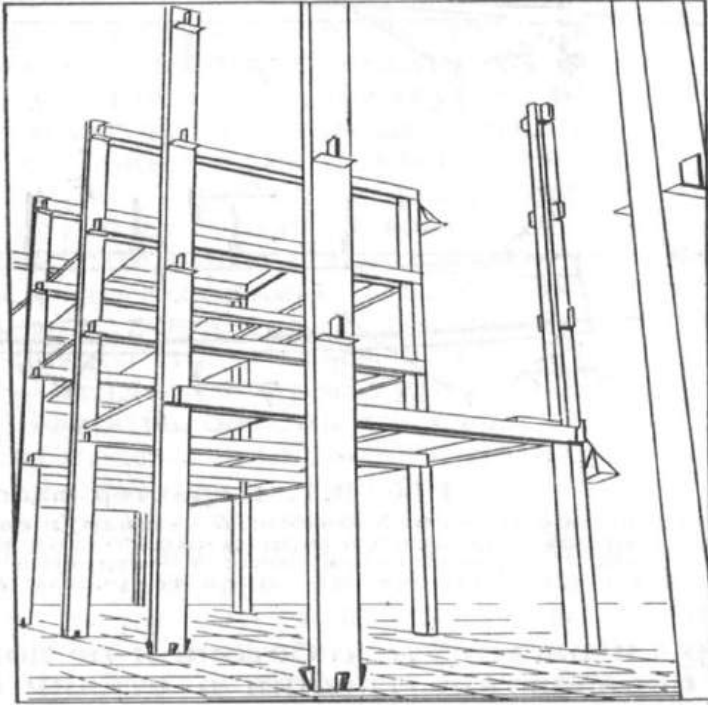


Рис. 2. Залізобетонний каркас багатоповерхової промислової будівлі

Залізобетонні конструкції використовують для аркових, нерозрізних та розрізних балкових мостів на залізничних та автомобільних магістралях (рис. 3).

Монолітний або збірно-монолітний залізобетон використовують у гідротехнічному будівництві – греблі (рис. 4), шлюзи, набережні, будівлі ГЕС тощо.

Залізобетон широко застосовують також у транспортному будівництві (попередньо напружені шпали та опори контактної мережі, шляхопроводи, естакади, станційні будівлі і споруди).

Інженерні споруди: резервуари, силоси, бункери, тунелі, підпірні стіни, підземні переходи, очисні споруди, телевізійні вежі, атомні реактори, залізобетонні платформи для добування нафти (рис. 5) тощо також проектують, в основному, із залізобетону. У зв'язку з різким збільшенням політної маси літаків злітно-посадкові смуги споруджують із монолітного залізобетону, часто попередньо напруженого.

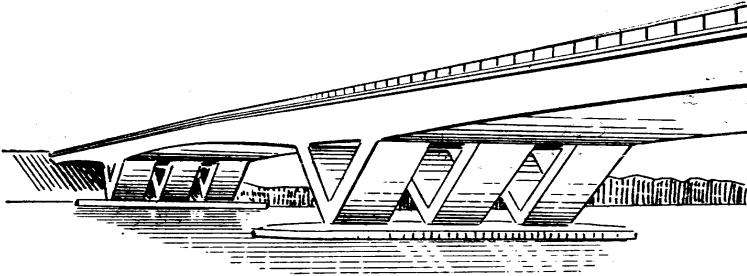


Рис. 3. Залізобетонний міст

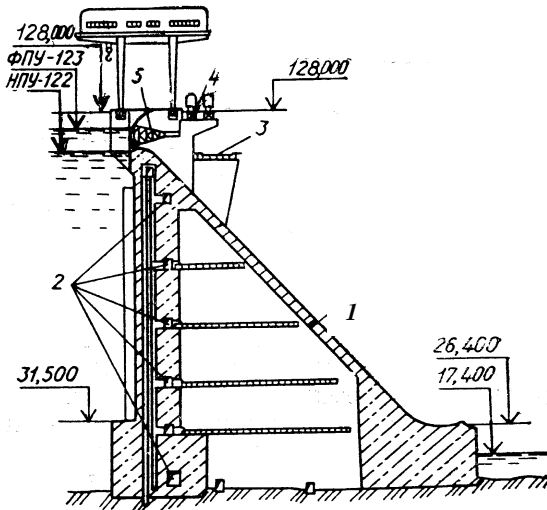


Рис. 4. Розріз водозливної греблі гідроелектростанції:

- 1 – шов; 2 – оглядові потерни; 3 – автодорожна магістраль;
4 – залізнична магістраль; 5 – сегментний затвор

Використовують монолітний залізобетон і в суднобудуванні, головним чином для будівництва плавучих доків, понтонів, дебаркадерів, портових споруд.

Відомі перші спроби використання залізобетону в машинобудуванні, наприклад для констртягарів, і у верстатобудуванні – для виготовлення станин потужних верстатів та пресів.

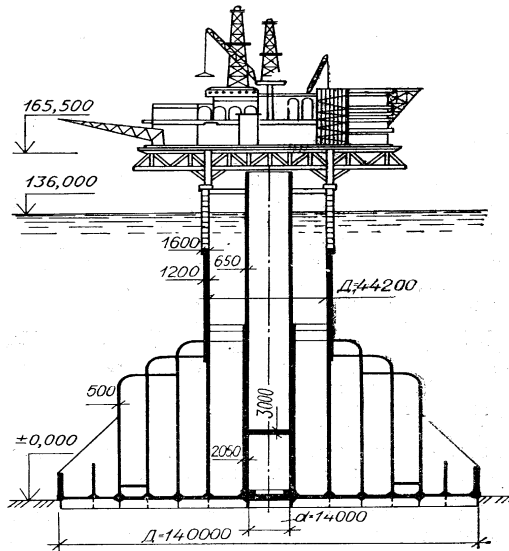


Рис. 5. Залізобетонна платформа для видобутку нафти

3. Короткий історичний огляд про розвиток залізобетону

Перший патент на використання залізобетону у будівництві одержано у Франції. Першою відомою конструкцією був човен, створений французом Ламбо у 1849 році з дротяної сітки, покритої цементним розчином.

Найпростіші залізобетонні балки та плити з'явилися в період 1860-1880 рр. Вони були досить примітивними, арматуру в них розміщували за інтуїцією, оскільки принципи роботи ЗБК ще не були відомі. Активні пошуки конструктивних форм залізобетону і принципів його армування почалися приблизно із 1880 р.

У 1904 році в м. Миколаєві вперше в світі було збудовано залізобетонний маяк заввишки 40 м.

У 30-х роках француз Е.Фрейсіне запропонував і впровадив у будівництво попередньо напружений залізобетон.

У колишньому СРСР у період 20-х років створюються проєктні організації, які розробляють проєкти великих промислових підприємств та інженерних споруд: Волховська та Дніпровська ГЕС, міст через р. Дніпро у Дніпропетровську, Перший державний підшипниковий завод.

Починаючи із 1928 року, в будівельну практику ввійшли розроблені радянськими вченими Б.Власовим, О.Гвоздьовим, П.Пастернаком тонкостінні просторові покриття – оболонки, складки, купольні конструкції.

Із розширенням використання залізобетону удосконалюються і **методи розрахунку ЗБК**. До 1938 року в СРСР ЗБК розраховували за методом **допустимих напружень**, суть якого полягає у тому, що залізобетон розглядали як пружний матеріал. Епюру напружень у стиснутій зоні бетону приймали трикутною. Справедливими вважалися гіпотеза плоских перерізів та закон Гука. Насправді залізобетон є пружно-пластичним матеріалом і уже при малих навантаженнях в ньому поряд з пружними виникають пластичні деформації. Тому виникла необхідність створення нової теорії розрахунку ЗБК, яка б відображала справжній напружено деформований стан.

У 1938 році в норми проектування було введено метод розрахунку ЗБК **за руйнівними зусиллями**, який запропонував на основі широких експериментальних досліджень А. Лолейт. Згідно з цією теорією, розрахунок міцності залізобетонних елементів (далі ЗБЕ) виконували на стадії руйнування у припущенні, що і в бетоні і в арматурі одночасно досягаються граничні напруження. Епюру напружень у бетоні стиснутої зони спочатку приймали у вигляді кубічної параболи, а потім за пропозицією П.Пастернака замінили на прямокутну. При цьому методі розрахунку відпала необхідність у використанні гіпотези плоских перерізів та закону Гука. Основним недоліком цього методу розрахунку став єдиний коефіцієнт запасу міцності перерізу (відношення руйнівного зусилля до зусилля на стадії експлуатації), який не міг врахувати з достатньою точністю вплив великого числа факторів на несучу здатність конструкцій, а саме: відмінність міцнісних характеристик бетону та арматури, відхилення фактичних навантажень від прийнятих у розрахунках, вплив особливостей роботи матеріалів і конструкцій тощо.

Із 1955 року в колишньому СРСР почали застосовувати метод розрахунку ЗБК **за граничними станами**, відмінність якого від попереднього полягає у тому, що вводиться система коефіцієнтів, які гарантують конструкцію від настання будь-якого граничного стану: втрата міцності, стійкості, тріщиностійкості та жорсткості.

У 50-х роках В. Мурашов створює теорію тріщиностійкості та деформативності ЗБК з урахуванням реальних властивостей матеріалу.

Завдяки дослідженням, що їх розпочав у 1930 році В. Михайлов, почали застосовувати попередньо напружені ЗБК, які дали можливість ефективно використовувати високоміцні сталі і бетони.

З 2011 року розрахунок залізобетонних елементів базується на нових нормативних документах – "ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення" та "ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування". У цих нормативних документах викладена спрощена методика розрахунку за міцністю нормальних та похилих перерізів до

поздовжньої осі залізобетонних згинальних елементів, стиснутих залізобетонних елементів. Загалом, усі розрахунки виконують за деформаційною моделлю.

4. Основні літерні позначення

Позначення за ДБН В.2.6-98:2009	Пояснення
A_s	Площа поперечного перерізу арматури
$A_{s, min}$	Мінімальна площа поперечного перерізу арматури
A_{sw}	Площа поперечної арматури в перерізі
C	Клас бетону
E_{cm}	Середнє значення початкового модуля пружності бетону
E_{ck}	Характеристичне значення початкового модуля пружності бетону
E_{cd}	Розрахункове значення початкового модуля пружності бетону
E_s	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
EI	Згинальна жорсткість
G_k	Характеристичне значення постійного впливу
Q_k	Характеристичне значення змінного впливу
M_{Ed}	Розрахункове значення зовнішнього згинального моменту
V_{Ed}	Розрахункове значення поперечної сили
a	Геометричні дані
b	Загальна ширина перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г- подібних перерізах
d	Діаметр
d_0	Робоча висота поперечного перерізу
e_o	Випадковий ексцентриситет прикладання сили
e	Ексцентриситет прикладання сили
f_{cd}	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	Характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб
f_{cm}	Середнє значення міцності бетону на стиск
f_{ctk}	Характеристичне значення міцності бетону на розтяг
f_{tk}	Характеристичне значення міцності арматури на розтяг
f_y	Значення міцності арматури на межі текучості
f_{yd}	Розрахункове значення міцності арматури на межі текучості
f_{yk}	Характеристичне значення міцності арматури на межі текучості

f_{ywd}	Розрахункове значення міцності поперечної арматури
l/r	Кривина осі в певному перерізі
x	Абсолютна висота стиснутої зони перерізу
z	Плече внутрішньої пари сил
γ_s	Коефіцієнт надійності для арматури
γ_f	Коефіцієнт надійності для впливів без урахування невизначеностей моделі
γ_g	Коефіцієнт надійності для постійних впливів без урахування невизначеностей моделі
γ_m	Коефіцієнт надійності для властивості матеріалу з урахуванням невизначеностей тільки властивості матеріалу
ϵ_c	Значення відносних деформацій стиску бетону
ϵ_{c1}	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c
ϵ_{cu}	Значення відносних граничних деформацій стиску бетону
ϵ_{ctu}	Значення відносних граничних деформацій розтягу бетону
ϵ_u	Значення відносних деформацій арматурної сталі при максимальному навантаженні
ϵ_{uk}	Нормативне значення відносних деформацій арматури при максимальному навантаженні
ν	Коефіцієнт Пуассона
ρ_l	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
ρ_w	Коефіцієнт армування для поперечної арматури
\emptyset	Діаметр арматурного стержня

5. Основи проектування залізобетонних конструкцій

Проектування залізобетонних конструкцій здійснюється з урахуванням вимог чинних нормативних документів.

Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами, забезпечуючи надійність будівель та споруд протягом усього періоду експлуатації відповідно до ДБН В.1.2-14 [4].

Характеристичні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів їх сполучення, коефіцієнтів надійності за навантаженням, коефіцієнтів надійності за відповідальністю будівель та споруд, а також поділ навантажень на постійні та змінні (тривалі та короткочасні) визначають за ДБН В.1.2-2 [5, п. 2.1].

Для забезпечення вимог **безпеки** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаних із завданням шкоди для

життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

Для забезпечення вимог **експлуатаційної придатності** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій не утворювалися або надмірно не розкривалися тріщини, не виникали надмірні переміщення, коливання та інші пошкодження, які ускладнюють нормальну експлуатацію (порушення вимог комфорту щодо перебування людей, до зовнішнього вигляду конструкції, технологічних вимог за умов нормальної роботи обладнання, механізмів, конструктивних вимог щодо спільної роботи елементів та інших проектних вимог).

Для забезпечення вимог **довговічності** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб у встановлений строк експлуатації задовольняти вимоги безпеки та експлуатаційної придатності з урахуванням впливу на геометричні характеристики конструкцій та механічні властивості матеріалів різних розрахункових впливів (тривала дія навантаження, несприятливі кліматичні та технологічні умови, зміна температури та вологості, змінне заморожування та відтавання, агресивні впливи тощо).

При проектуванні надійність бетонних і залізобетонних конструкцій встановлюють згідно з напівімовірнісним методом розрахунку шляхом використання **розрахункових** значень навантажень і впливів, **розрахункових** характеристик бетону і арматури, які визначають за допомогою відповідних коефіцієнтів надійності до характеристичних значень цих величин з урахуванням рівня відповідальності будівель та споруд.

Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами першої та другої груп. Перша група містить у собі граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкції для експлуатації. Друга група містить у собі граничні стани, настання яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкцій або призводить до скорочення встановленого строку служби.

Граничні стани визначають межу між допустимими і недопустимими (позаграничними) станами конструкцій.

Як основний метод розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій слід використовувати метод перерізів (нормальних та похилих) з урахуванням властивостей матеріалів.

Зусилля, напруження, деформації від зовнішніх навантажень та впливів навколишнього середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях та в системах будівель та споруд визначають за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

У статично невизначених конструкціях необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів утворення тріщин.

Розрахунки за граничними станами конструкції в цілому, а також

окремих її елементів необхідно, як правило, виконувати для всіх стадій: виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації; при цьому розрахункові схеми повинні відповідати реальній роботі конструкцій та прийнятим конструктивним рішенням.

При проектуванні елементів збірних залізобетонних конструкцій на вплив зусиль, які виникають при їх підйомі, транспортуванні і монтажі, навантаження від всіх елементів слід приймати з коефіцієнтом динамічності, який дорівнює [2, п. 1.8]:

1,60 – при транспортуванні;

1,40 – при підйомі та монтажі. У цьому випадку враховується коефіцієнт надійності за навантаженням. (При певному обґрунтуванні допускається приймати значення коефіцієнтів динамічності $\geq 1,25$.)

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій [1, п. 2.2.1] за граничними станами першої групи містить у собі:

- розрахунок за вичерпанням несучої здатності (за міцністю) в результаті можливих видів руйнування (крихке, в'язке або руйнування від втоми або іншого характеру), включаючи руйнування при спільній дії зовнішніх навантажень та несприятливому впливі навколишнього середовища (періодичному або постійному впливі агресивного середовища, наперемінного заморожування та відтавання, дії пожежі тощо);
- розрахунок за витривалістю як для руйнування, яке має характер втоми при багаторазовому або малоцикловому навантаженні;
- розрахунок за стійкістю форми (для гнучких тонкостінних і подібних конструкцій) та положення (у разі перекидання, ковзання, спливання тощо).

Основною метою проектування конструкцій, яке включає їх розрахунок, є недопущення в процесі її експлуатації настання будь-якого граничного стану, тобто забезпечити необхідну надійність і придатність конструкції до експлуатації.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту і поздовжніх сил виконують на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій ϵ_{ci} та ϵ_{su} . Розрахунок виконують на основі рівнянь рівноваги зовнішніх та внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій [1, п. 2.2.2] за граничними станами другої групи виконують:

- за утворенням тріщин;
- за розкриттям тріщин;

- за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями, коливаннями).

Гранично допустима ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати:

- **0,5 мм** – для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів;
- **0,4 мм** – для конструкцій, які зазнають кліматичних впливів;
- **0,3 мм** – для конструкцій, які експлуатуються в агресивних середовищах;
- **0,2 мм** – для конструкцій з арматурою з підвищеною чутливістю до корозії.

При розрахунку за граничними станами застосовують коефіцієнти надійності для матеріалів γ_c (для бетону стиснутої зони), γ_{ct} (для бетону, котрий працює на розтяг), γ_s (для арматури) (див. табл. 1) [1, табл. 2.1].

Таблиця 1 – Коефіцієнти надійності матеріалів для граничних станів

Вид матеріалу	Перша група ^{*)}		Друга група		
	γ_c	γ_{ct} ^{**)}	γ_s	γ_c, γ_{ct}	γ_s
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5/1,3	–	1,0	–
Стрижнева арматура класів: А 240С ^{***)} , А-І	–	–	1,05	–	1,0
А400С, А-ІІІ діаметром від 6 мм до 40 мм	–	–	1,10	–	1,0
А500С діаметром, мм: – від 8 до 22;	–	–	1,15	–	1,0
– від 25 до 32	–	–	1,20	–	1,0
А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000	–	–	1,2	–	1,0
Дротяна арматура класів: – дрiт В, В _р ;	–	–	1,25	–	1,0
– В500	–	–	1,20	–	1,0
Арматурні канати К-7 та К-15 (К1400 та К1500)	–	–	1,2	–	1,0
^{*)} Для розрахунку за першою групою граничних станів під час аварійних навантажень та розрахунку на прогресуюче обвалення приймають такі коефіцієнти надійності матеріалів: $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_{ct} = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$. ^{**)} У чисельнику приведені коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctk, 0,05}$; у знаменнику – коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd, 0,95}$. ^{***)} Арматурний прокат класів А 240С, А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 приймають згідно з ДСТУ 3760. Сталь гарячекатану для армування залізобетонних конструкцій класу А-ІІІ(А400) приймають згідно з ГОСТ 5781. Сталь для армування бетону класу В500 приймають згідно з ДСТУ EN 10080.					

Несучу здатність залізобетонних елементів без попереднього натягу арматури на дію згинальних моментів визначають, враховуючи такі передумови:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, який відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині ділянки між можливими

тріщинами;

- деформації арматури і бетону, що її оточує, однакові і при розтягу, і при стиску;

- для розрахункового перерізу справедлива гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті (гіпотеза плоских перерізів);

- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні виражають криволінійною залежністю (рис. 6), де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; ϵ_{c1} – відносні деформації бетону стиску при максимальних напруженнях f_{cd} ; ϵ_{cu1} – відносні граничні деформації стиску бетону);

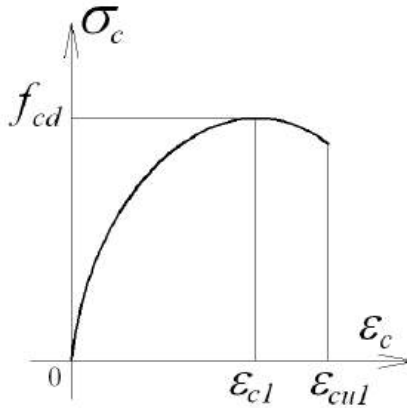


Рис. 6. Розрахункова діаграма деформування бетону

- зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі виражають лінійною залежністю (рис.7);

- роботу бетону розтягнутої зони не враховують.

Критерієм вичерпання несучої здатності перерізу є:

- втрата рівноваги між внутрішніми зусиллями та зовнішніми навантаженнями;

- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} (рис. 6) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} (рис. 7).

Найхарактернішим випадком руйнування згинальних елементів є випадок, коли деформації в арматурі досягають значень, які спричиняють текучість арматури, у розтягнутому бетоні нормальних перерізів розвиваються нормальні тріщини, їх ширина та їх кількість зростає, внаслідок чого деформації в крайній стиснутій зоні бетону досягають граничних значень і відбувається роздроблення стиснутого бетону – настає руйнування балки по нормальному перерізу.

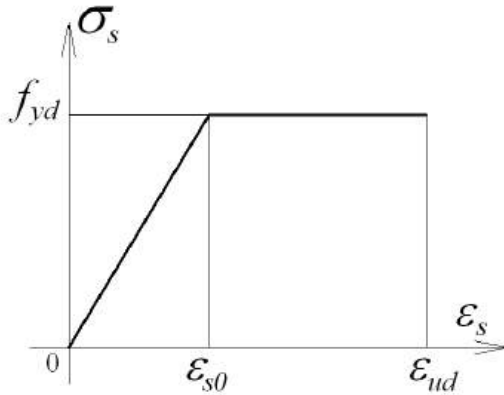


Рис. 7. Розрахункова (ідеалізована) діаграма механічного стану арматури

Контрольні запитання

1. Дайте визначення залізобетону.
2. Чим небезпечна бетонна балка без армування?
3. З якою метою встановлюють арматуру у стиснутих залізобетонних конструкціях?
4. Якими фізико-механічними властивостями обумовлена спільна робота арматури та бетону?
5. Обґрунтуйте переваги залізобетону.
6. Які недоліки характерні для залізобетону? Як їх позбутися?
7. Поясніть чому залізобетон широко застосовують у будівництві.
8. Які залізобетонні конструкції називають попередньо напруженими?
9. Перерахуйте галузі застосування залізобетонних конструкцій.
10. Опишіть першу відому залізобетонну конструкцію.
11. Яку споруду було збудовано у 1904 р. у м. Миколаєві?
12. У якому році та ким створена теорія тріщиностійкості та жорсткості залізобетонних конструкцій?
13. У чому полягає розрахунок за граничними станами?
14. Які розрахунки залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами першої групи?
15. Які розрахунки залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами другої групи?
16. Від чого залежить гранично допустима ширина розкриття тріщин?
17. Пояснити застосування коефіцієнтів надійності для матеріалів.

Частина перша
Матеріали для залізобетонних конструкцій
Розділ 1
Основні фізико-механічні властивості бетонів

1.1. Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій

Бетон як матеріал для ЗБК повинен мати такі наперед задані фізико-механічні властивості: міцність, достатню густину (непроникність) для захисту арматури від корозії, добре зчіплюватися з арматурою під час тужавлення, а також інші властивості, що відповідають особливим умовам експлуатації ЗБК (наприклад, корозійна стійкість для конструкцій, що експлуатуються в агресивному середовищі тощо).

Бетони можна класифікувати за рядом ознак:

а) за структурою – щільної структури, в яких простір між зернами заповнювача зайнятий затверділою в'язучою; крупнопористі малопіщані та безпіщані; поризовані, тобто з заповнювачами і штучною пористою затверділою в'язучою; ніздрюваті з штучно створеними замкнутими порами;

б) за середньою густиною – особливо важкі ($\gamma > 2500$ кг/м³); важкі ($2200 < \gamma < 2500$ кг/м³); полегшені ($1800 < \gamma < 2200$ кг/м³); легкі ($500 < \gamma < 1800$ кг/м³);

в) за видом заповнювача – на щільних заповнювачах; на пористих заповнювачах; на спеціальних заповнювачах;

г) за зерновим складом – крупнозернисті з крупним та дрібним заповнювачами; дрібнозернисті з дрібним заповнювачем;

д) за умовами тужавлення – бетони природного тужавлення; піддані тепловолігнісній обробці при атмосферному тискові; піддані автоклавній обробці при підвищеному тискові.

Згідно з діючими нормами проектування усі бетони для ЗБК поділяються на три групи:

важкий бетон – бетон щільної структури, на щільних заповнювачах, крупнозернистий, на цементній в'язучій при будь-яких умовах тужавлення;

дрібнозернистий бетон – бетон щільної структури, важкий, на дрібних заповнювачах, на цементній в'язучій при будь-яких умовах тужавлення;

легкий бетон – бетон щільної структури, на пористих заповнювачах, крупнозернистий, на цементній в'язучій за будь-яких умов тужавлення.

Як щільний заповнювач для бетонів використовують щебін з дроблених гірських порід (піщаник, граніт, діабаз) та природний кварцовий пісок. Пористі заповнювачі можуть бути як природні — перліт, пемза і ін., так і штучні – керамзит, шлак тощо. Залежно від виду пористого заповнювача розрізняють керамзитобетон, шлакобетон, перлітобетон тощо.

Бетони поризовані, ніздрюваті, а також на пористих заповнювачах

використовують в основному для огороджувальних конструкцій, а дуже важкі бетони – для будівництва захисних споруд від дії радіаційного опромінення. Для звичайних ЗБК використовують важкий та дрібнозернистий бетони.

1.2. Структура бетону

При перемішуванні бетонної суміші, що складається з заповнювачів, цементу та води, починається хімічна реакція з'єднання мінералів цементу з водою. В результаті цієї реакції утворюється гель — студеноподібна пориста маса, до складу якої входять мінеральні частинки цементу, що ще не вступили в реакцію, та незначні з'єднання у вигляді кристалів. Під час перемішування бетонної суміші гель обволікає окремі зерна заповнювачів, поступово тужавіє, його кристали об'єднуються між собою і збільшуються. Твердіючий гель перетворюється в цементний камінь, що скріплює зерна крупного та дрібного заповнювачів в монолітний твердий матеріал — бетон.

На структуру та міцність бетону суттєво впливає кількість води, що оцінюється водоцементним відношенням В/Ц. Для хімічного з'єднання з цементом достатнім є відношення В/Ц = 0,2, але з технологічних міркувань В/Ц приймають 0,3...0,6. Надлишкова вода частково вступає потім в хімічну реакцію з менш активними частинками цементу, а частково заповнює численні пори та капіляри в цементному камені і щілини між зернами заповнювачів та арматурою. З пор і щілин вода поступово випаровується і в готовому бетоні за рахунок цього утворюються повітряні пори та щілини. За даними досліджень пори займають приблизно третину об'єму цементного каменю. Із зменшенням В/Ц пористість цементного каменю зменшується, а міцність бетону зростає.

Таким чином, структура бетону дуже неоднорідна і являє собою просторову ґратку з цементного каменю, заповнену зернами піску та щебеню і пронизану великою кількістю мікропор та капілярів. В ній міститься також хімічно незв'язана вода, водяна пара і повітря. З фізичної точки зору бетон – це капілярно-пористий матеріал, в якому одночасно присутні три фази речовини – тверда, рідка та газоподібна. Цементний камінь в свою чергу також має неоднорідну структуру і складається з пружного кристалічного матеріалу і в'язкої маси – гелю.

З часом під впливом зовнішніх факторів водний баланс в бетоні змінюється, зменшується об'єм твердіючого гелю і збільшується кількість пружного кристалічного матеріалу, що впливає на міцність і характер деформування бетону під навантаженням.

1.3. Усадка бетону

Властивість бетону зменшуватися в об'ємі при тужавленні в повітряному середовищі називається усадкою.

Усадка залежить від кількості та виду цементу (чим більше цементу – тим більша усадка; високоактивні цементы дають більшу усадку), крупності заповнювача (при дрібнозернистих пісках усадка більша), водоцементного відношення В/Ц (чим більше В/Ц — тим більша усадка), хімічних добавок (прискорювачі тужавлення бетону збільшують усадку) і пористості (чим менша пористість – тим менша усадка).

Найінтенсивніше усадка бетону проходить у початковий період тужавлення і з часом припиняється.

Швидкість усадки, в першу чергу, залежить від вологості – чим менша вологість, тим більші усадочні деформації і більша швидкість їх зростання.

Усадка бетону під навантаженням при стисканні прискорюється, а при розтяганні – сповільнюється.

Усадка бетону пов'язана з фізико-хімічним процесом тужавлення та зменшенням при цьому об'єму цементного гелю. На неї впливає також надлишкова вода, яка випаровується і йде на гідратацію з малоактивними частинками цементу. З часом тужавлення гелю припиняється і припиняється усадка.

Крупний та дрібний заповнювачі, які мають більший модуль пружності, протистоять вільному зменшенню об'єму цементного каменю. Нерівномірне висихання бетону веде до нерівномірності його усадки і викликає початкові усадочні напруження. Відкриті поверхні бетону висихають швидше, а внутрішні об'єми залишаються більш вологими. Отже у поверхневих шарах бетону буде виникати розтяг, а у його внутрішніх шарах – стиск. Як наслідок такого явища – поява усадочних тріщин в бетоні.

Початкові напруження від усадки бетону безпосередньо в розрахунках ЗБК не враховують. Розтягувальні зусилля від усадки сприймає конструктивна та монтажна арматури.

Зменшити усадку можна за допомогою технологічних заходів – зволоження бетону, термообробка тощо. У великорозмірних ЗБК передбачають усадочні шви, які, як правило, співпадають з температурними.

1.4. Основи міцності бетону

Бетон – штучний камінь, результат твердіння раціонально підібраної суміші цементу, як в'язучої речовини, дрібного та крупного заповнювачів (піску та щебеню) і води. Для модифікації властивостей бетону часто додають ще деякі речовини – різноманітні пластифікатори, прискорювачі твердіння тощо. Як наслідок, бетон – матеріал неоднорідний, багатокомпонентний.

Коли до бетонного елемента прикладене зовнішнє навантаження (найчастіше стискує), у ньому виникає складний напружено-деформівний стан: внутрішні напруження концентруються на найбільш жорстких зернах крупного заповнювача з високим модулем пружності, навколо яких

виникають зусилля зсуву, що намагаються порушити зв'язок між ними. Концентрація напружень спостерігається і в найслабших ділянках з порожнинами та дрібними порами (адже, з теорії пружності відомо, що в стиснутому елементі з отворами навколо цих отворів виникає плоский напружений стан і розтягувальні напруження діють на площинках, паралельних до стискувальної сили). У бетоні таких пор і пустот багато, напруження навколо них додаються.

За умови осьового стискування бетонного зразка крім стискуючих поздовжніх напружень виникають ще й поперечні розтягуючі напруження, тому руйнування відбувається внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку.

Розглянемо бетонну призму, що стискається силою N , і виділимо з неї нескінченно маленький об'єм (рис. 1.1).

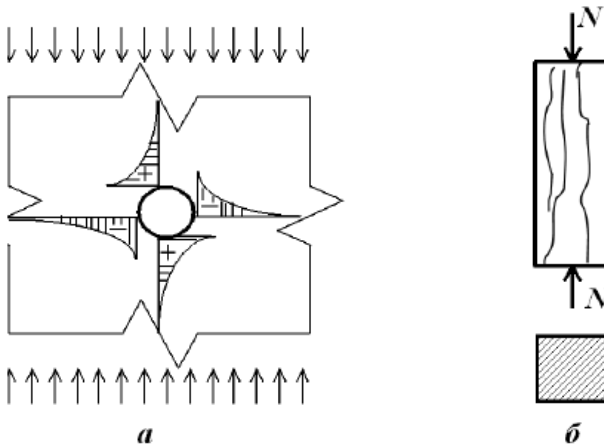


Рис. 1.1. Схема напруженого стану бетонного зразка при стисканні:
 а – концентрація напружень біля мікропор; б – тріщини розриву бетону в поперечному напрямку при осьовому стисканні

У виділеному об'ємі напруження концентруються на більш жорстких частинках, що мають більший модуль пружності. На площинках, що з'єднують ці частинки, виникають зусилля зсуву. В місцях, ослаблених порами та пустотами, напруження також концентруються. З теорії пружності відомо, що в стиснутому матеріалі з отворами навколо останніх виникає плоский напружений стан і розтягувальні напруження діють на площинках, паралельних стискувальній силі. В бетоні таких пор і пустот багато. Напруження навколо них додаються і загалом в бетонній призмі виникають поздовжні стискальні і поперечні розтягувальні напруження.

Руйнування зразка відбувається в поперечному напрямку, що

підтверджується експериментально. Спочатку виникають волосяні поздовжні тріщини. З часом вони ростуть і розкриваються. Об'єм призми ніби збільшується і при навантаженні, що відповідає межі міцності, зразок розсипається на окремі вертикальні призмочки.

Бетон – матеріал неоднорідний, тому зразки, виготовлені з одного замісу бетону, будуть мати різну міцність.

Експериментально встановлено, що міцність бетону залежить від зернового складу (його підбирають так, щоб об'єм порот в суміші заповнювачів був найменшим), міцності заповнювачів та характеру їх поверхні (при шорсткій та кутастій поверхні заповнювачів підвищується їх зчеплення з цементним розчином, тому бетони, виготовлені на щебені, мають більшу міцність, ніж бетони виготовлені на гравії), форми та розмірів зразка, умов тужавлення, виду напруженого стану, тривалості дії навантаження, технології виготовлення тощо.

1.5. Класи та марки бетону

Для виготовлення бетонних та залізобетонних конструкцій використовують важкий конструкційний бетон з середньою густиною від 2000 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно.

Вік бетону, який відповідає його класу за міцністю на стиск, призначають при проектуванні, виходячи з можливих реальних строків завантаження конструкцій проектними навантаженнями. За відсутності таких даних клас бетону призначається у віці 28 діб.

Міцність бетону на стиск визначається через класи, які пов'язані з характеристичною кубиковою міцністю $f_{ck,cube}$, визначеною на 28 добу з і статистичною забезпеченістю 0,95 за дотримання нормальних умов твердіння.

Клас бетону за міцністю на осьовий стиск – це тимчасовий опір стиску бетонних кубів з розміром ребра 150 мм, випробуваних з дотриманням стандартних методик, з урахуванням статистичної мінливості міцності. При випробуваннях значної кількості кубів, виготовлених з одного складу бетону, отримують міцність кожного окремого зразка $f_{ci,cube}$, яка внаслідок неоднорідності бетону має розсіювання і розподіляється навколо середньої величини $f_{cm,cube}$ (рис. 1.2), яку визначають за формулою:

$$f_{cm,cube} = \sum_1^n f_{ci,cube} / n, \quad (1.1)$$

де $f_{cm,cube}$ – значення середньої кубикової міцності бетону;

$f_{ci,cube}$ – кубикова міцність окремого зразка (i змінюється від 1 до n);

n – кількість випробуваних кубів.

Мінливість міцності характеризується середнім квадратичним відхиленням, яке рівне

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,cube}^2}{n-1}} \quad (1.2)$$

та коефіцієнтом варіації, що рівний

$$V_c = \sigma / f_{cm,cube} \cdot \quad (1.3)$$

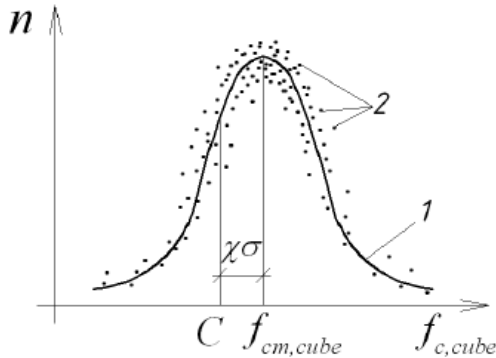


Рис. 1.2. Крива розподілу кубикової міцності бетону:
1 – теоретична крива; 2 – дослідні значення міцності

Значення коефіцієнта варіації V_c змінюється в певних межах залежно від якісного рівня технології виготовлення бетону – чим досконаліша технологія, тим менший коефіцієнт варіації. Нормативними документами [1, 2] передбачається оптимальне значення $V_c = 0,135$ (13,5%).

З урахуванням статистичної мінливості міцності бетону його клас визначають за формулою

$$C = f_{cm,cube} - \chi\sigma = f_{cm,cube} (1 - \chi V_c), \quad (1.4)$$

де C – клас бетону, МПа;

χ – число, показник надійності.

Клас бетону на стиск повинен мати забезпеченість 0,95, якій відповідає значення $\chi = 1,64$. Забезпеченість (довірча ймовірність) 0,95 означає, що зі 100 випробуваних бетонних кубиків у 95 спостерігалася міцність не менша за C – клас бетону.

Для бетонних та залізобетонних конструкцій застосовують бетони таких класів та марок [2, п. 3.1]:

- класів бетону за міцністю на стиск: C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/35; C32/40; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60 (у чисельнику вказано клас бетону, визначений за результатами випробувань на стиск стандартних циліндрів – за європейськими нормами, а в знаменнику – стандартних кубів);

- марок бетону за морозостійкістю: F50; F75; F100; F150; F200; при певному обґрунтуванні F300; F400; F500. Цифри означають кількість циклів наперемінного заморожування і відтавання бетону в насиченому водою стані без помітної втрати міцності (до 15%);
- марок бетону за водонепроникністю W2; W4; W6; при певному обґрунтуванні W8; W10; W12. Цифри характеризують граничний тиск води (кг/см^2), за якого не спостерігається просочування води через стандартний бетонний дослідний зразок (наприклад, для W2 граничний тиск води становить $2 \text{ кг/см}^2 = 0,2 \text{ МПа}$).

Оптимальний клас чи марку бетону вибирають на основі техніко-економічних міркувань залежно від виду залізобетонної конструкції, умов її експлуатації, способу виготовлення.

Для залізобетонних конструкцій рекомендують застосовувати бетон класу за міцністю на стиск не нижче C12/15.

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

Передаточну міцність бетону f_{cp} на час його обтиснення призначають $\geq C12/15$ та $\geq 50\%$ прийнятого класу бетону.

1.6. Вплив часу та умов тужавлення на міцність бетону

Міцність бетону зростає протягом тривалого часу. Найінтенсивніший ріст міцності спостерігається в початковий період тужавлення.

Міцність бетону, виготовленого на портландцементі, зростає найінтенсивніше за перші 28 діб тужавлення, а виготовленого на пуцолановому та шлакопортландцементі зростає повільніше – за 90 діб тужавлення.

За сприятливих умов тужавлення міцність бетону може зростати на протязі довгого часу, що вимірюється роками. Це явище пояснюється довготривалим періодом утворення цементного каменю та наростанням його міцності в часі.

Ріст міцності бетону на портландцементі при температурі тужавлення не нижче 15°C можна охарактеризувати такою залежністю (якщо $t \geq 7$ діб)

$$f_t = f \frac{\lg t}{\lg 28} = 0,7 f \lg t, \quad (1.5)$$

де f_t — міцність бетону в віці t діб; f — міцність бетону в віці 28 діб.

Процес тужавлення бетону значно прискорюється при підвищеній температурі та вологості. Тужавлення бетону при температурах нижчих за 0°C припиняється.

1.7. Кубикова та призмova міцності бетону

Основною механічною характеристикою бетону є його міцність на стиск, яка визначається випробуваннями на пресі бетонних кубів. Оскільки бетон неоднорідний матеріал, то зразки, виготовлені з одного замісу можуть мати різну міцність.

Нахил тріщин розриву обумовлений наявністю сил тертя між гранями кубів та подушками преса. Сили тертя, які направлені до середини куба створюють ефект обойми. Стримуючий ефект сил тертя спадає до середини куба, тому після руйнування куб перетворюється в зрізані піраміди, що стикаються меншими основами (рис. 1.3, *a*). У разі відсутності сил тертя ефект обойми зникає і куб у процесі руйнування розсипається на окремі призмочки (рис. 1.3, *б*). Межа міцності при цьому зменшується приблизно вдвічі. Згідно зі стандартами куби випробовують без змащування поверхонь.

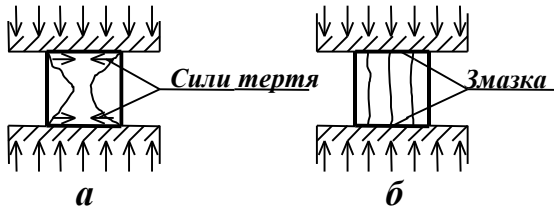


Рис. 1.3. Схеми руйнування бетонних кубів: *a* — при наявності сил тертя на опорних площинах; *б* — при відсутності сил тертя



Рис. 1.4. Характер руйнування бетонного зразка при стиску
Експериментально встановлено, що міцність бетону залежить від:
- зернового складу (його підбирають так, щоб об'єм пористості в суміші заповнювачів був найменшим),

- міцності заповнювачів та характеру їх поверхні (при шорсткій та куластій поверхні заповнювачів підвищується їх зчеплення з цементним розчином, тому бетони, виготовлені на щебені, мають більшу міцність, ніж бетони, виготовлені на гравії),
- форми та розмірів зразка,
- витрати цементу,
- вмісту води,
- умов тужавлення,
- виду напруженого стану,
- тривалості дії навантаження,
- технології виготовлення тощо.

За результатами випробувань визначають руйнівне навантаження F_u , а кубикову міцність $f_{c,cube}$ (границю міцності важкого бетону при стиску) обчислюють за формулою:

$$f_{c,cube} = F_u / a^2, \quad (1.6)$$

де $a = 150$ мм – розмір ребра стандартного куба. Якщо куби мають інші розміри, то вводять перевідні коефіцієнти: при $a = 200$ мм опір стиску становитиме $\sigma = 0,93f_{c,cube}$, а при $a = 100$ мм – $\sigma = 1,1f_{c,cube}$.

Реальні залізобетонні конструкції мало подібні до кубів, тому при їх розрахунках кубикова міцність не може бути використана. Основною характеристикою міцності бетону в конструкціях при стиску є його призмova міцність $f_{c,prism}$, яка є тимчасовим опором осьовому стиску бетонних призм. Призмovu міцність визначають випробуванням призми на стиск (рис. 1.5).



Рис. 1.5. Характер руйнування бетонної призми при стиску

Якщо висота ($h = 600$ мм) призми буде в 4 рази більша від розміру перерізу в плані ($a = 150$ мм), то тертя не вплине на характер руйнування

зразка. Висота призми не може перевищувати більш, як у 8 разів розмір її перерізу, щоб не допустити появи гнучкості.

За результатами випробувань визначають руйнівне навантаження F_u , а призмову міцність $f_{c,prism}$ обчислюють за формулою:

$$f_{c,prism} = F_u / b^2, \quad (1.7)$$

де $b = 150$ мм – розмір сторони основи призми.

Призмову міцність можна визначити теоретично за формулою О.О.Гвоздева:

$$f_{c,prism} = f_{c,cube} \frac{130 + f_{c,cube}}{145 + 3f_{c,cube}}. \quad (1.8)$$

1.8. Міцність бетону на розтяг, зріз та сколювання

Міцність бетону на розтяг f_{ct} залежить від міцності цементного каменю і зчеплення його із зернами заповнювачів. Міцність бетону на розтяг значно менша (у 10...20 разів) від міцності на стиск. Підвищити міцність бетону на розтяг можна збільшенням кількості цементу, зменшенням водоцементного співвідношення – В/Ц, використанням щебеню з шорсткою поверхнею. Тимчасовий опір бетону на розтяг визначають за емпіричною залежністю:

$$f_{ct} = 0,233\sqrt{f_{c,cube}}. \quad (1.9)$$

Внаслідок неоднорідності структури бетону ця формула не завжди дає точне значення. Точніше міцність бетону на розтяг можна визначити експериментально, випробовуючи зразки у вигляді «вісімок» на розрив, у вигляді «циліндрів» на розколювання, у вигляді «балочок» на згин. За руйнівним моментом бетонної балки

$$f_{ct} = \frac{M}{\gamma \cdot W} = 3,5 \frac{M}{bh^2}, \quad (1.10)$$

де $W = bh^2/6$ – момент опору прямокутного перерізу; b і h – розміри поперечного перерізу балки, $\gamma = 1,7$ – коефіцієнт, що враховує криволінійний характер епюри стиснутої зони бетону.

У залізобетонних конструкціях чистий зріз зустрічається рідко, як правило, він супроводжується дією поперечних сил, при цьому елемент розділяється на дві частини.

Дослідним шляхом визначити міцність бетону на зріз та сколювання дуже складно, тому для їх знаходження використовують емпіричні формули, що базуються на експериментальних даних. Міцність бетону на зріз обчислюють за формулою:

$$f_{sh} = 0,7\sqrt{f_{c,prism}f_{ct}} \text{ або } f_{sh} \approx 2f_{ct}. \quad (1.11)$$

На сколювання бетон працює при згинанні залізобетонних балок до появи в них похилих тріщин. Напруження сколювання по висоті перерізу змінюються за квадратною параболою. Тимчасовий опір на сколювання при

згині у 1,5...2 рази перевищує міцність бетону на розтяг.

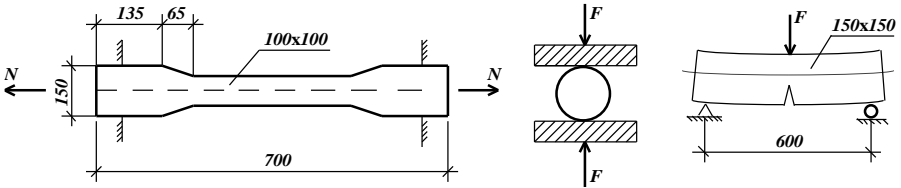


Рис. 1.6. Схеми випробовування зразків для визначення міцності бетону на розтяг

1.9. Види деформацій у бетоні

Деформації – це зміна форми або розмірів тіла внаслідок дії певних зовнішніх впливів (зовнішнього навантаження, зміни температури, вологості тощо).

Розрізняють деформації двох основних видів: об'ємні, які виникають у всіх напрямках під впливом усадки, зміни температури та вологості, і силові, які розвиваються головним чином в напрямку дії сили.

Об'ємні деформації усадки для важких бетонів становлять $\varepsilon_{sh} \geq 3 \times 10^{-4}$, а для бетонів на пористих заповнювачах $\varepsilon_{sh} \approx 4,5 \times 10^{-4}$.

Об'ємні деформації від зміни температури залежать від коефіцієнта лінійної температурної деформації бетону. При зміні температури від -50°C до $+50^\circ\text{C}$ для важкого бетону $\alpha_{ct} = 1 \times 10^{-5} \text{K}^{-1}$. Цей коефіцієнт залежить від виду цементу, заповнювачів, вологості бетону і може змінюватися в межах $\pm 30\%$.

Силові поздовжні деформації супроводжуються, як правило, поперечними деформаціями. Початковий коефіцієнт Пуассона становить $0,2$ при рівні напружень, які не перевищують $0,5f_{cd}$ для бетону без тріщин, а для бетону з тріщинами коефіцієнт Пуассона рівний 0 .

Силові деформації залежно від характеру навантаження та його тривалості поділяють на три види: при одноразовому завантаженні короткочасним навантаженням, при довготривалій дії навантаження і при багаторазово повторюваній дії навантаження.

Бетон – пружно-пластичний матеріал, і тому в ньому поряд з пружними ε_{el} (оборотними – такими, що відновлюються після зняття навантаження) виникають непружні або пластичні ε_{pl} (необоротні, які не відновлюються після зняття навантаження) деформації (рис.1.7). Повні деформації $\varepsilon_c = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$.

Невелика частка пластичних деформацій (близько 10%) протягом деякого часу після розвантаження відновлюється.

Якщо зразок навантажувати поетапно невеликими частками від

руйнівного і заміряти деформації на кожному етапі двічі – відразу ж після навантаження і через певний час після стабілізації стану, то на діаграмі деформування бетону отримаємо ступінчасту лінію (рис.1.7). Деформації, заміряні відразу ж після завантаження, пружні і зв'язані з напруженнями лінійним законом (пряма лінія, нахилена до осі деформації під кутом α_0), а деформації, що розвиваються протягом певного часу стабілізації стану, пластичні.

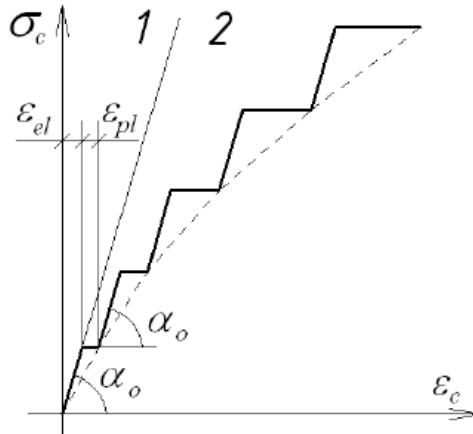


Рис.1.7. Діаграма деформування бетону при поетапному завантаженні:
1 – зона пружних деформацій; 2 – зона пластичних деформацій

Кількісно пружні деформації бетону оцінюються модулем пружності бетону, який рівний тангенсу кута нахилу дотичної до кривої деформування на початку координат.

Експериментально визначити модуль пружності бетону складно, тому в розрахунках використовують початковий модуль пружності бетону, який визначається при напруженнях $\sigma = (0,2 \dots 0,3) f_{c,prism}$.

Величина пластичних деформацій зростає зі збільшенням рівня напружень, на діаграмі це горизонтальні ділянки. При достатньо великій кількості етапів залежність матиме вигляд плавної кривої (подібно до пунктирної лінії на рис. 3.3), таку ж криволінійну залежність (рис.1.8, [1, п. 3.1.4]) можна отримати при одноразовому монотонному (поступовому, без витримок під частковим навантаженням) навантаженні бетону. Отже, пружні деформації виникають в момент навантаження зразка, а пластичні деформації збільшуються з часом і залежать від швидкості навантаження: зі збільшенням швидкості навантаження непружні деформації зменшуються.

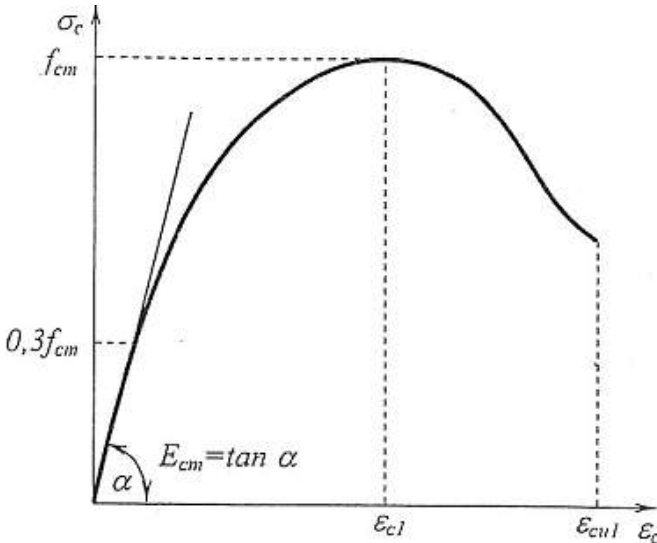


Рис. 1.8. Фактична діаграма "напруження-деформації" бетону:
 ϵ_{c1} – деформації бетону при максимальних напруженнях $\sigma_c = f_{cm}$;
 ϵ_{cu1} – граничне значення відносних деформацій бетону

1.10. Розрахункові характеристики бетону

Базовими міцнісними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх **характеристичне значення**: опір бетону осьовому стиску $f_{ck,prism} = f_{ck}$; опір бетону осьовому розтягу $f_{ctk,0,05}$. У випадку аварійних ситуацій може використовуватись значення бетону при осьовому розтягу $f_{ctk,0,95}$. Характеристичні значення опору бетону осьовому стиску (призмova міцність) та осьовому розтягу визначають за [1, табл. 3.1] (додаток 1) залежно від класу бетону С.

Характеристичні значення визначають залежно від середніх дослідних значень з урахуванням необхідної забезпеченості та коефіцієнта варіації (рис. 3.6). Характеристичне значення опору бетону осьовому стиску – призмovaї міцності знаходять за формулою:

$$f_{ck,prism} = f_{cm,prism} (1 - 1,6V_c). \quad (1.12)$$

Характеристичне значення опору бетону осьовому розтягу знаходять за формулою:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm,0,05}. \quad (1.13)$$

Розрахункові значення міцності бетону на стиск [1, п. 3.1.5] зведені в таблицю додатка 1, їх визначають з умови:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c, \quad (1.14)$$

де

γ_c – коефіцієнт надійності для бетону (табл. 1);

α_{cc} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження, на міцність бетону при стиску, набуває значень від 0,8 до 1,0; рекомендоване значення 1,0.

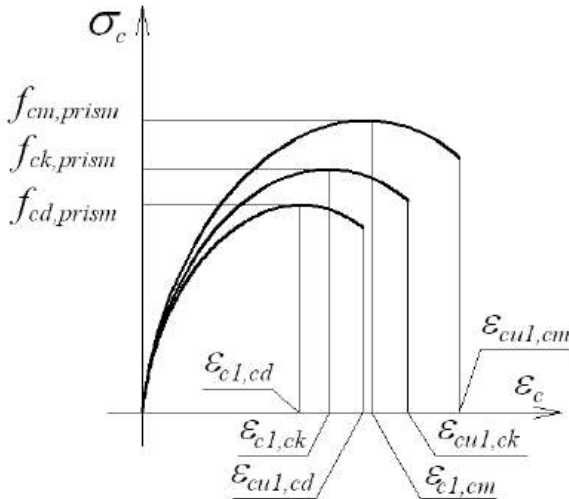


Рис. 1.9. Характеристики міцності бетону при стиску і відповідні їм деформації

Величина **розрахункової** міцності бетону на розтяг визначається з умови:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk, 0,05} / \gamma_{ct}, \quad (1.15)$$

де

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону (табл. 1.1);

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

У загальному випадку для визначення несучої здатності, кривини, переміщень, перерозподілу зусиль у статично невизначених конструкціях необхідно виходити з напружено-деформованого стану перерізів залізобетонних елементів, визначеного на основі використання нелінійної діаграми "напруження-деформації" [1, п. 3.1.4] (рис. 1.7).

При проектуванні поперечних перерізів користуються спрощеною [1, п. 3.1.6] розрахунковою білінійною діаграмою $\sigma_c - \epsilon_c$ (рис.1.10).

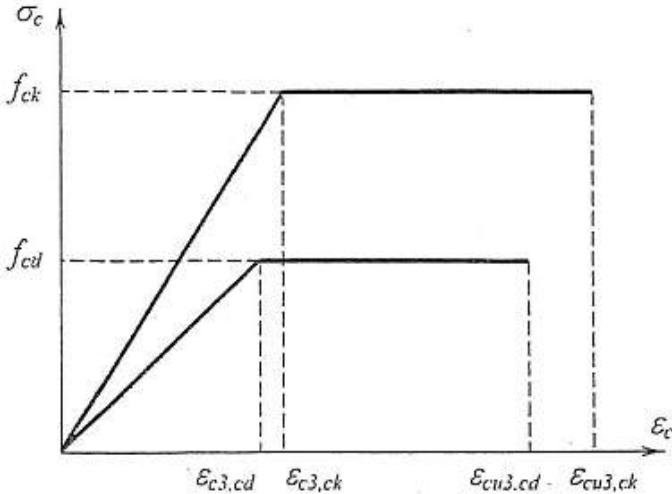


Рис. 1.10. Дволінійна діаграма "напруження-деформації" бетону
(спрощена дволінійна залежність)

У документі EN 1992-1-1 (Eurocode-2) окрім дволінійної діаграми рекомендують використовувати параболічно-прямокутну (рис. 1.11) [6, рис.3.3].

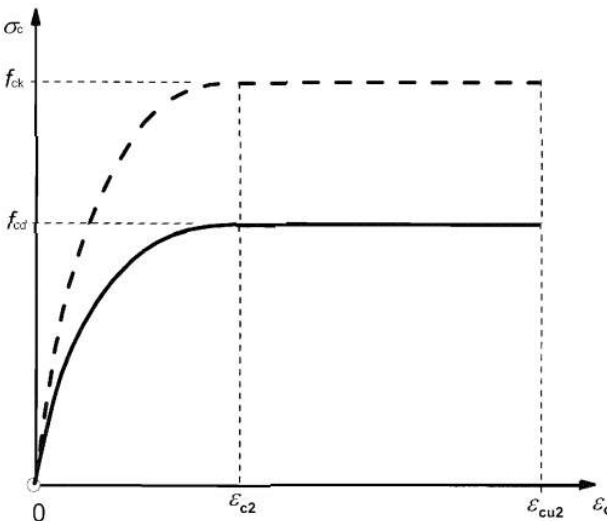


Рис. 1.11. Параболічно-прямокутна діаграма за Eurocode-2

При виконанні перевірочних розрахунків прямокутних перерізів можна припускати рівномірний характер розподілу нормальних стискальних напружень у стиснутій зоні (рис.1.12).

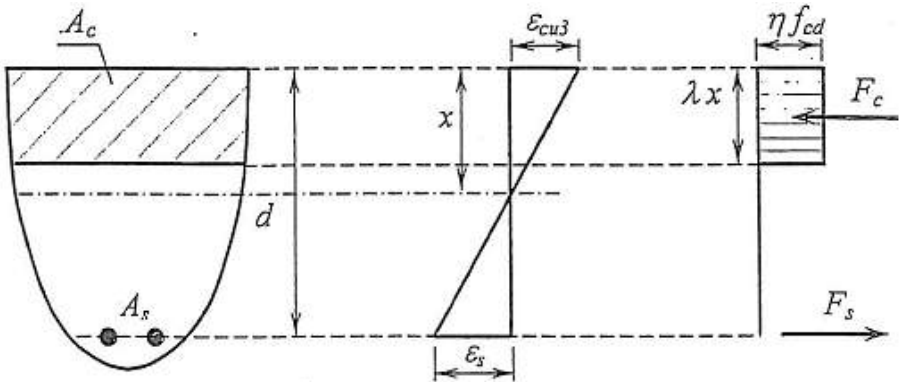


Рис. 1.12. Характер розподілу напружень у перерізі

Коефіцієнт $\lambda = 0,8$ визначає розрахункову висоту стиснутої зони, коефіцієнт η визначає вплив різних факторів на міцність бетону. Рекомендованою величиною є $\eta = 1$.

Контрольні запитання

1. За якими ознаками поділяють бетони?
2. Які фізико-механічні властивості повинен мати бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій?
3. Як поділяють бетони за структурою?
4. Як поділяють бетони за видом заповнювача?
5. Як поділяють бетони за зерновим складом?
6. Як поділяють бетони за умовами тужавлення?
7. Дайте характеристику важкого бетону.
8. Дайте характеристику дрібнозернистого бетону.
9. Дайте характеристику легкого бетону.
10. Які бетони використовують для виготовлення залізобетонних конструкцій без попереднього напружування?
11. Які фактори впливають на міцність бетону?
12. Як добитися необхідної щільності бетону?
13. Опишіть схему фізико-хімічного процесу утворення бетону.
14. Як впливає кількість води на структуру та міцність бетону?
15. Яким матеріалом з фізичної точки зору є бетон?
16. Що таке усадка бетону? Від чого вона залежить?
17. Від чого залежить швидкість усадки бетону?
18. Які початкові напруження виникають від усадки бетону?
19. Як можна зменшити усадку бетону?

20. Як руйнується бетонна призма під навантаженням? Чому?
21. Перерахуйте класи та марки бетону.
22. Дайте визначення класу бетону. Які вони бувають?
23. Марки бетону за морозостійкістю.
24. Марки бетону за водонепроникністю.
25. Як впливає час на міцність бетону?
26. Як впливають умови тужавлення на міцність бетону?
27. Як руйнуються бетонні куби під навантаженням? Чому?
28. Назвіть основну характеристику міцності бетону. Як її визначають?
29. Який показник міцності бетону приймають за характеристику міцності стиснутої зони?
30. Від чого залежить міцність бетону на розтяг? Як її визначають?
31. Міцність бетону на зріз.
32. Міцність бетону на сколювання.
33. Охарактеризуйте міцність бетону при тривалому навантаженні.
34. Від чого залежить межа міцності бетону при багаторазово повторних навантаженнях?
35. Охарактеризуйте коефіцієнт динамічності бетону.
36. Які види деформації у бетоні Ви знаєте?
37. Як поділяються силові деформації у бетоні?
38. Охарактеризуйте об'ємні деформації у бетоні.
39. З яких деформацій складаються повні деформації в бетоні? Запишіть формулу та охарактеризуйте її.
40. Охарактеризуйте деформації пружної післядії.
41. Які деформації виникають при розтяганні бетонного зразка?
42. Покажіть графік деформації – напруження для бетону при тривалому навантаженні.
43. Що таке повзучість бетону? Яка її природа?
44. Охарактеризуйте релаксацію напружень у бетоні.
45. Які фактори впливають на повзучість бетону і як?
46. Від чого залежать граничні деформації в бетоні? Чому вони дорівнюють?
47. Який геометричний зміст початкового модуля пружності бетону?
48. Який геометричний зміст модуля повних деформацій бетону?
49. Який геометричний зміст модуля пружно-пластичності бетону?
50. Як модуль пружнопластичності бетону зв'язаний з початковим модулем пружності бетону?
51. Як на практиці визначають початковий модуль пружності бетону?

Р о з д і л 2

Основні фізико-механічні властивості арматури

2.1. Призначення та види арматури

Арматура – це сталеві стержні, сталевий дріт, пучки, канати, які встановлюють у бетоні за розрахунком або за конструктивними міркуваннями.

Основне призначення арматури в залізобетонних конструкціях – сприяти розтягувальні напруження, а також підсилювати бетон стиснутої зони, підвищуючи цим міцність і надійність конструкцій.

За призначенням арматура буває робоча, конструктивна (розподільча) і монтажна.

Поздовжня і поперечна робоча арматура призначена для прийняття внутрішніх розтягувальних, а часом і стискувальних зусиль. Площу її перерізу визначають за розрахунком. Робоча арматура може бути напружена або без попереднього натягу.

Конструктивна арматура забезпечує безперервне армування конструкцій і сприймає зусилля, не враховані розрахунком, такі як усадочні, температурні напруження. Вона також перерозподіляє зосереджені або ударні навантаження на ненавантажені ділянки конструкцій.

Монтажна арматура дає можливість створювати з робочих та конструктивних стержнів плоский або об'ємний арматурний каркас і забезпечує проектне положення робочої арматури. Конструктивна арматура теж може виконувати роль монтажної.

За способом виготовлення арматура буває гарячекатаною, холоднотягнутою, термічно зміцненою.

За видом поверхні арматуру виготовляють гладенькою або періодичного профілю. Ребра, рифи, вм'ятини на поверхні арматури покращують її зчеплення з бетоном.

Для армування залізобетонних конструкцій використовують арматуру, яка відповідає вимогам чинних нормативних документів, найчастіше це ДСТУ3760:2019.

Арматуру для залізобетонних конструкцій поділяють на такі види [1, п. 3.2]:

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

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

- холоднотермомеханічно зміцнену періодичного профілю діаметром від 3 мм до

12 мм;

- арматурні канати діаметром від 6 мм до 15 мм.

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

А – для гарячекатаної та термомеханічно зміцненої арматури;

В – для холоднодеформованої арматури;

К – для арматурних канатів.

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

Для звичайних ненапружених конструкцій застосовують арматуру [2, п. 3.2]:

- гладку класу А240С;

- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

Міцнісні та деформативні характеристики арматури цих класів ([2, табл. 3.4) наведена у додатку 2.

При обґрунтуванні економічної доцільності допускається використовувати арматуру більш високих класів.

Продовжується використання дротової арматури періодичного профілю класу Вр-І за старим ГОСТ 6727-80, яку випускають Ø 3, 4, 5 мм.

Літера «С» у позначеннях класу арматури означає здатність її добре зварюватися. Літера «К» у позначеннях класу арматури означає підвищену її корозійну стійкість.

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій застосовують:

гарячекатану і термічно зміцнену стержневу арматуру періодичного профілю класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000;

холоднодеформовану періодичного профілю класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 (Вр-ІІ);

канати з 7 і 19 дротів класів К1400 (К-7), К1500 (К-19).

Для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій може використовуватись змішане армування ненапруженою і напруженою арматурою. Арматуру класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 допускається використовувати в якості не напруженої разом із напруженою арматурою тих же класів, а також у конструкціях без попереднього напруження арматури [2, п. 3.2.2.4].

Вибір досить довговічного бетону для захисту арматури від корозії і захисту від агресивних впливів на бетон потребує ретельного підбору складу бетону. Часом трапляються випадки, коли для забезпечення довговічності конструкції застосовують бетон вищого класу за міцністю на осьовий стиск, ніж класу, необхідного за розрахунком. Взаємозв'язок між класами бетону за міцністю і класами умов експлуатації можна описати індикативними

класами, наведеними у таблиці 2.1 [1, п. 4.3.4]:

Таблиця 2.1 – Класи умов експлуатації конструкцій, залежно від характеристики навколишнього середовища і мінімальні класи бетону за міцністю на стиск

Клас умов експлуатації	Характеристика навколишнього середовища, вологісний режим	Приклади умов навколишнього середовища	Мінімальний клас бетону
1	2	3	4
1. Агресивні дії відсутні			
ХО	Відсутнє наперемінне заморожування-відтавання, хімічні дії, стирання тощо. Дуже сухий повітряно-вологісний режим ($RH \leq 30\%$)	Конструкції всередині приміщень із сухим режимом згідно з ДБН В.1.2-2 та ДСТУ Б В.2.6-145	С 8/10
2. Корозійні пошкодження арматури, викликані карбонізацією			
ХС1	Сухий повітряно-вологісний режим ($30\% \leq RH \leq 60\%$) або постійна експлуатація у вологонасиченому стані	Конструкції всередині приміщень із нормальним режимом згідно з ДБН В.1.2-2 та ДСТУ Б В.2.6-145, конструкції, які постійно знаходяться в ґрунті або під водою	С 12/15
ХС2	Водонасичений стан при епізодичному висушуванні	Конструкції, поверхня яких тривалий час контактує з водою	С 16/20
ХС3	Помірний повітряно-вологісний режим ($60\% \leq RH \leq 75\%$), експлуатація в умовах епізодичного вологонасичення	Конструкції всередині приміщень із вологим режимом згідно з ДБН В.1.2-2 та ДСТУ Б В.2.6-145 надвірні конструкції, захищені від атмосферних впливів (дощу)	С 20/25
ХС4	Наперемінне зволоження та висушування	Конструкції, поверхні яких контактують з водою, але не відповідають класу ХС2	С 25/30
3. Корозійні пошкодження, викликані хлоридами			
ХД1	Вологий, в умовах повітряно-	Конструкції, поверхні	С 25/30

	вологісного стану ($RH > 75\%$) за відсутності епізодичного водонасичення	яких контактують із газоподібними середовищами з вмістом хлор-іонів	
XD2	У водонасиченому стані	Залізобетонні конструкції, які контактують з технічною водою, що містить хлор-іони; басейни для плавання	С 30/35
XD3	Навперемінне зволоження та висушування	Елементи мостових конструкцій; трубопроводи; плити автостоянок тощо	С 30/35
4. Корозійні пошкодження, викликані навперемінним заморожуванням-відтаванням			
XF1	Епізодичне водо-насичення, дія від'ємних температур за відсутності антиобморожувачів	Конструкції, вертикальні поверхні яких зазнають атмосферних дій	С 25/30
XF2	Те ж, у присутності антиобморожувачів	Конструкції, вертикальні поверхні яких зазнають атмосферних дій та попадання антиобморожувачів, що містяться у повітрі	С 20/25
XF3	Водонасичений стан, антиобморожувачі не застосовують	Конструкції, горизонтальні поверхні яких зазнають атмосферних дій	С 25/30
XF4	Водонасичений стан, застосовують антиобморожувачі	Конструкції, горизонтальні поверхні яких зазнають прямих дій антиобморожувачів; проїзні частини мостів, шляхи	
5. Корозійні пошкодження, викликані хімічними та біологічними діями			
XA1	Слабоагресивне середовище	Згідно зі СНиП 2.03.11	С 25/30
XA2	Середньоагресивне середовище		
XA3	Сильноагресивне середовище		С 30/35

2.2. Механічні властивості арматурних сталей

Арматурна сталь для залізобетонних виробів характеризується такими показниками [1, п. 3.2.2]: характеристичне значення міцності на межі текучості f_{yk} або $f_{0,2k}$; максимальна фактична міцність на межі текучості $f_{y, max}$; міцність при розтягу f_{tk} ; пластичність ϵ_{su} і f_{tk} / f_{yk} ; гнучкість; властивості зчеплення f_R ; розміри перерізу та допуски; опір на втомленість; зварюваність; міцність на зсув та міцність зварювання для зварних сіток і решітчастих блоків. Характеристики арматурних сталей наведені у нормативній літературі [3] і у додатку 2.

За механічними властивостями арматурні сталі поділяють умовно на "м'які" та "тверді" (рис. 2.1, 2.2).

До "м'яких" відносять гарячекатані сталі, які після прокатування не піддаються ніякому додатковому зміцненню і характеризуються площадкою текучості на діаграмі "напруження-деформації" (рис. 2.1) [1, рис. 3.5,a]. "М'які" сталі використовують для армування залізобетонних конструкцій без попереднього натягу.

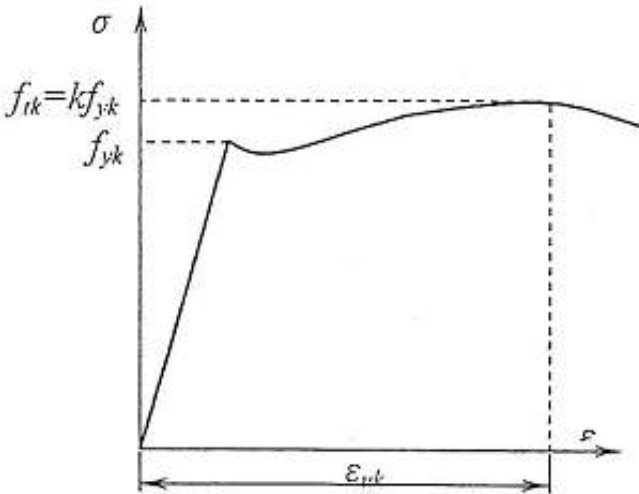


Рис. 2.1. Дійсна діаграма "напруження-деформації" розтягу для звичайної арматурної сталі, яка має фізичну площадку текучості

Гарячекатана арматурна сталь з площадкою текучості видовжується перед розривом майже на 25%.

Напруження, на рівні яких деформації розвиваються без помітного збільшення навантаження, носять назву фізичної межі текучості арматурної сталі f_{yk} . Характеристичне значення міцності f_{yk} це найменша межа текучості із забезпеченістю 0,95. Напруження, що виникають перед розривом зразка, називаються тимчасовим опором арматурної сталі f_{tk} . Підвищити міцність

гарячекатаної арматурної сталі та зменшити її видовження перед розривом можна за рахунок легуючих добавок (марганець, кремній, хром тощо), термічного зміцнення та холодного деформування. Тоді сталь переходять у пластичну стадію роботи без вираженої площадки текучості, її відносять до "твердих" сталей.

Для "твердих" сталей характерні значення міцності $f_{0,2k}$ це напруження, які відповідають залишковому відносному видовженню, рівному 0,2%, оскільки такі сталі не мають фізичної площадки текучості (рис. 2.2) [1, рис. 3.5,6].

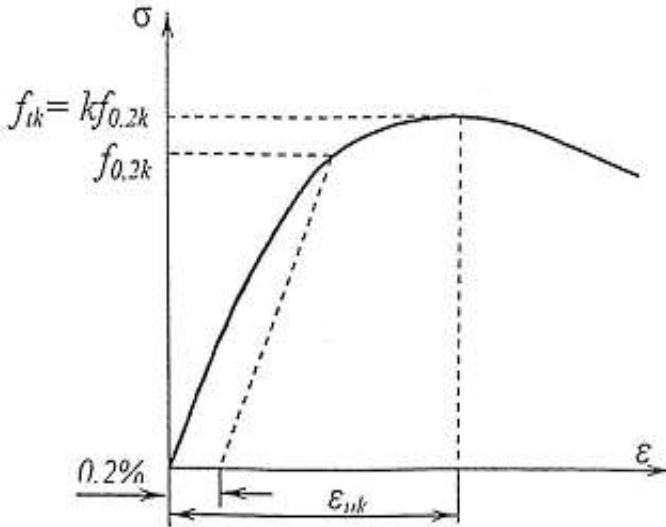


Рис. 2.2. Дійсна діаграма "напруження-деформації" розтягу для звичайної арматурної сталі, яка не має фізичної площадки текучості

До основних деформаційних характеристик арматури належать:

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

Проектуючи залізобетонні конструкції, крім міцності і деформативності, слід враховувати й інші механічні властивості арматурних сталей: зварюваність, стійкість до руйнування від втоми, корозійну стійкість, динамічне зміцнення.

Зварюваність сталей має велике значення при механізованому виготовленні зварних арматурних виробів – сіток, каркасів та закладних деталей, для стикування стержньової арматури зварюванням, для виготовлення анкерів. Добре зварюється гарячекатана маловуглецева і

низьколегована арматурна сталь. А термічно зміцнену і холоднотягнуту арматуру зварювати не можна.

Холодноламкість (схильність до крихкого руйнування при мінусових температурах) характерна для гарячекатаної арматури періодичного профілю. Мало стійкими до руйнування від втоми є термічно зміцнені сталі.

Високотемпературний нагрів арматурних сталей знижує їх міцність та деформативність. Забороняється використовувати термічно зміцнену арматуру та зміцнену витяжкою арматуру для армування конструкцій, що експлуатуються при підвищених температурах.

При розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями арматури, приймають дволінійну діаграму (рис. 2.3) [2, п.3.2.1]. Холоднодеформована арматура класу B500 для забезпечення надійності конструкцій умовно віднесена до арматури, що має фізичну границю текучості.

Розрахункове значення міцності арматури на розтяг f_{yd} визначають за формулою:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \quad (2.1)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності для арматури (табл. 1).

Значення модуля пружності арматури E_s і діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

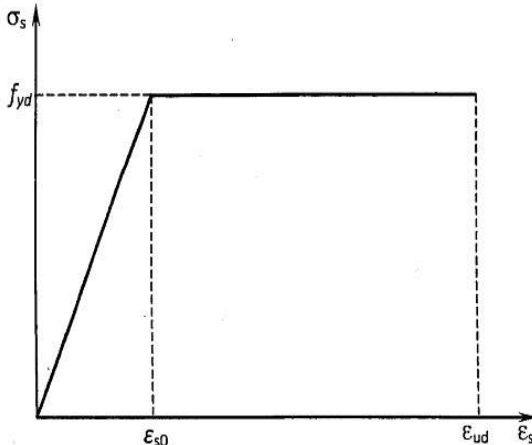


Рис. 2.3. Діаграма стану арматури

Відносні деформації видовження арматури визначають:

$$\epsilon_{so} = f_{yd} / E_s. \quad (2.2)$$

При розрахунку залізобетонних елементів у якості розрахункової діаграми стану деформування попередньо напруженої арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями арматури

приймають дволінійну діаграму (рис. 2.4).

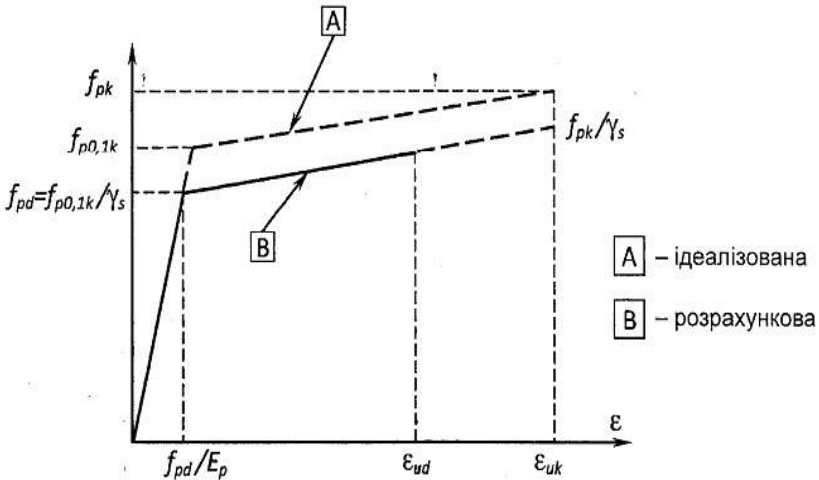


Рис. 2.4. Діаграма стану поперечно напруженої арматури

2.3. Арматурні зварні та дротяні вироби і способи армування

Конструкції можуть бути армовані зварними каркасами та сітками, в'язаною арматурою з окремих стержнів, жорсткою арматурою з прокатних профілів, дротяною канатною або пучковою напружуваною арматурою (рис. 2.5).

Найбільш індустріальним способом є армування залізобетонних конструкцій зварними каркасами та сітками. Стержні з'єднуються між собою точковим зварюванням, що дає можливість застосовувати автоматичні і напівавтоматичні зварювальні агрегати. На рис. 2.6,а показано армування фрагмента монолітного ребристого перекриття зварними сітками та каркасами.

Зварні сітки можуть бути рулонними з поздовжньою (рис. 2.6,б) або поперечною робочою арматурою з дроту класу Вр-І діаметром 3...5 мм. Для сіток з поперечною робочою арматурою використовують стержні класу А400С діаметром 6...10 мм. Як розподільну арматуру використовують дріт класу Вр-І діаметром 3...5 мм. Застосовуються і плоскі сітки з робочою арматурою в одному чи у двох напрямках (рис. 2.6, в).

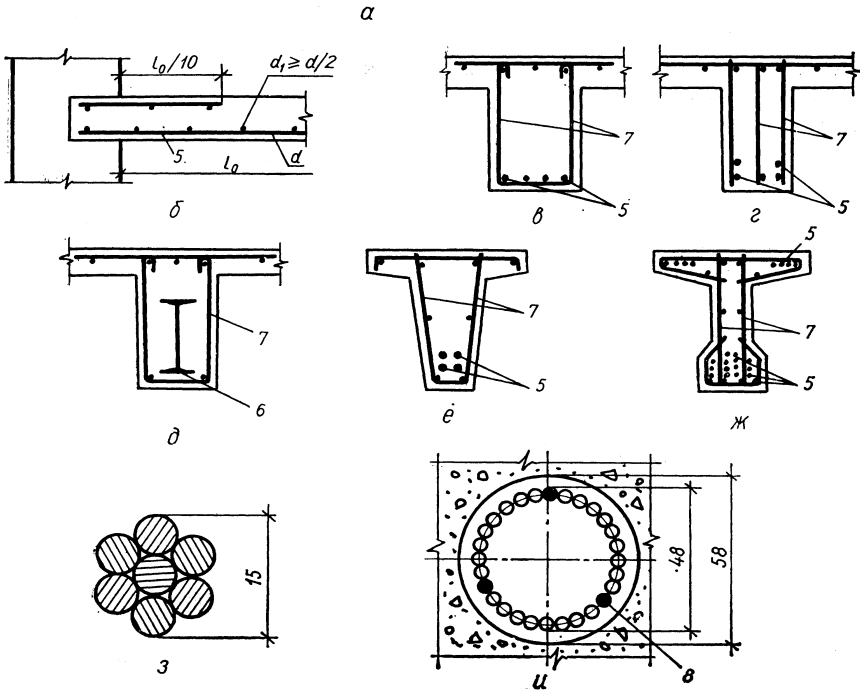


Рис. 2.5. Армування залізобетонних конструкцій: *а* та *б* – зварними сітками; *в* – в'язаною арматурою з окремих стержнів; *г* – зварними каркасами; *д* – жорсткою арматурою; *е* – напружуваною стержньовою арматурою; *ж* – напружуваною дротяною арматурою; *з* – семидротовий канат; *и* – переріз канату з арматурним пучком з 25 дротин $\varnothing 6$ мм; 1 – арматура робоча; 2 – арматура розподільна; 3 – арматура монтажна; 4 – петлі для піднімання конструкцій; 5 – поздовжня робоча арматура; 6 – жорстка арматура; 7 – поперечна арматура; 8 – арматурні оцупки в анкері

Залежно від діаметра стержнів сітки поділяють на легкі зі стержнями діаметром 3...10 мм і важкі зі стержнями діаметром 12...40 мм.

Рулонні сітки випускаються шириною $A=1040...3630$ мм. Довжина сіток L регламентується масою рулону (100...150 кг). Плоскі сітки мають довжину $L=850...11950$ мм і ширину $A=650...3050$ мм.

Зварні сітки маркують. Марка сітки $XC \frac{d_1 V}{d_2 U} AL \frac{C_1}{C_2}$ містить таку

інформацію: X — тип сітки; C — зварна сітка; d_1 та V — відповідно діаметр та крок поздовжньої арматури; d_2 та U — діаметр та крок поперечної арматури; A — ширина сітки; L — її довжина; C_1 та C_2 — довжина вільних

кінців відповідно поздовжніх та поперечних стержнів. Наприклад, марка сітки $4C_p \frac{4Bp1-200}{4Bp1-300} 1290L \frac{C_1}{45}$ показує, що це зварна рулонна сітка (C_p)

типу 4; поздовжня робоча арматура з дроту класу $Bp-I$ діаметром $d_1=4\text{мм}$ розташована з кроком $V=200\text{ мм}$; розподільна (монтажна) арматура діаметром $d_2=4\text{мм}$ з дроту класу $Bp-I$ з кроком $U=300\text{ мм}$; ширина сітки $A=1290\text{ мм}$, а довжина L визначається проектом; довжина вільних кінців поздовжніх стержнів C_1 визначається під час розрізування сітки; довжина вільних кінців поперечної арматури $C_2=45\text{ мм}$. При цьому величину A обчислюють так: $Ux4 + C_2x2 = 300x4 + 45x2 = 1290\text{ мм}$.

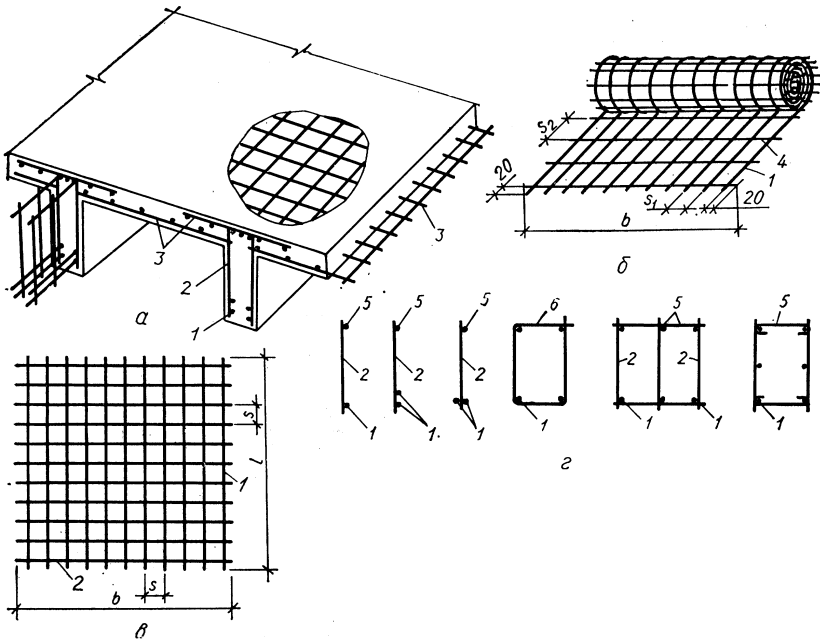


Рис. 2.6. Зварні каркаси та сітки:

a – армування монолітного ребристого перекриття; b – 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 – поперечна робоча арматура; 3 – робоча арматура плити; 4 – розподільна арматура; 5 – монтажна арматура; 6 – хомути

Марка $5C_p \frac{4Bp1-200}{8A400C-150} 3030L \frac{C_1}{15}$ вказує, що ця сітка рулонна

зварна типу 5 з поперечною робочою арматурою класу $A400C$ діаметром

$d_2=8$ мм розташована з кроком 150 мм; поздовжня розподільна арматура з дроту класу *Bp-I* діаметром $d_1=4$ мм з кроком $V=200$ мм; ширина сітки $A=3030$ мм, довжина вільних кінців поперечної арматури $C_2=15$ мм, а довжина вільних кінців поздовжньої арматури C_1 визначається під час розрізування сітки.

На відміну від рулонних для плоских сіток зазначають фіксовані значення A (ширину) та L (довжину).

Зварні каркаси виготовляють плоскими або об'єднують у просторові за допомогою монтажних стержнів (рис. 2.6, з). Поздовжні робочі стержні розмішують в один або у два ряди, з одного або з двох боків від поперечних стержнів. Для контактного точкового зварювання і забезпечення зчеплення з бетоном однобічне розміщення поздовжньої і поперечної арматури краще.

Мінімальний розмір кінцевих випусків поздовжніх і поперечних стержнів у зварних сітках та каркасах має становити $C \geq 0,5d_1 + d_2$ або $C \geq 0,5d_2 + d_1$ і не менш як 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 (рис. 2.7, а).

Метод армування в'язаною арматурою має свої переваги і недоліки. При цьому методі виключається концентрація напружень у зонах точкового зварювання, а також усувається небезпека перепалювання поперечних стержнів, що спостерігається у зварних виробках. З іншого боку цей метод армування потребує великих витрат ручної праці.

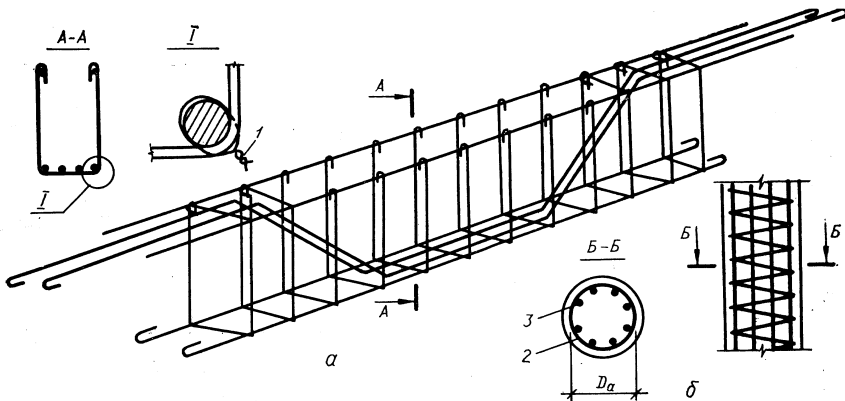


Рис. 2.7. Армування конструкцій окремими стержнями:
 a – в'язаний арматурний каркас; b – колона із спіральною арматурою;
 1 – в'язальний дріт; 2 – спіральна арматура; 3 – поздовжня арматура

Застосування напруженої арматури для армування ЗБК усуває один із головних недоліків залізобетону – утворення в процесі експлуатації тріщин в розтягнутій зоні або зменшує надмірне розкриття їх. Попередньо напружені конструкції довжиною до 12 м доцільно армувати стержневою арматурою, оскільки стержні виробляють завдовжки 13,2 м. У цьому разі стикувати робочу арматуру не потрібно. При довжині конструкції понад 12 м слід використовувати дротяну арматуру або канати.

Внаслідок позacentрового обтискування елемента несиметричною арматурою на одній з граней його перерізу виникають розтягувальні напруження, які можуть призвести до утворення тріщин. Якщо поява тріщин у зоні, стиснутій у стадії експлуатації, не допускається, то потрібно встановлювати напружену арматуру, тобто застосовувати подвійне напружене армування.

Для армування конструкцій застосовують також жорстку арматуру (прокатні профілі), яку використовують як несучий каркас, що сприймає навантаження від підвісної опалубки, свіжоукладеного бетону і монтажні (рис. 2.5, д). Іноді буває доцільним зовнішнє армування конструкцій (наприклад, балок покриттів і підкранових балок для мостових кранів) листовою арматурою (**сталобетонні конструкції**).

Вивчається також можливість використання **трубобетону** – різновиду залізобетону, арматурою якого є тонкостінна сталева труба, що заповнюється бетоном і має з ним зчеплення.

У деяких конструкціях, наприклад у залізобетонних трубах, у стиснутих колонах при невеликих ексцентриситетах, ефективно використовувати **спіральне армування** (рис. 2.7, б).

Армоцемент – це будівельний композитний матеріал, що складається з тонких сталевих сіток та дрібнозернистого бетону. За структурою армоцемент – різновид залізобетону, але відрізняється від нього заповнювачем та характером армування. Перерізи армоцементних конструкцій як правило криволінійні або складчастої форми.

Армоцементні конструкції виготовляють з дрібнозернистого бетону, армованого густо розташованими тонкими зварними або тканими сітками. Таке армування називають *дисперсним*. Якщо необхідно підвищити міцність перерізу конструкції, допускається часткова заміна сітчастої арматури стержнями, які розташовують в ребрах або потовщеннях, що утворюються на пересіченні нахилених та горизонтальних площин конструкції. Таке армування називають *комбінованим*.

За умовами тріщиностійкості перерізів, обмеження ширини розкриття тріщин, надійного їх закриття та прогину конструкції, основна робоча арматура у вигляді високоміцних тканих сіток або дроту може бути попередньо напруженою.

Дрібнозернистий бетон разом з тонкими сталевими сітками дає можливість виготовляти елементи завтовшки 10...30 мм.

Бетон, армований сталевими фібрами, називають **сталефібробетоном**. Фібри можуть бути прямолінійні гладкі, періодичного профілю і з потовщеннями на кінцях, а також у вигляді кілець, петель, зигзагів. Виготовляють їх з маловуглецевого сталевго дроту діаметром 0,2...1 мм. Довжину фібри встановлюють в залежності від прийнятого співвідношення між довжиною фібри та її діаметром l/d . Як показують експериментальні дослідження найефективніше значення $l/d=80...120$. Армування фібрами, як правило, становить 0,5...4% за об'ємом. Розмір зерен заповнювачів приймають не більшим за 1/3 довжини фібр. Дискретне розташування фібр від 1,25 до 2,5% в бетоні підвищує його тріщиностійкість на 30...80%. Міцність сталефібробетону на осьовий розтяг порівняно із звичайним важким бетоном збільшується мало, а на розтяг при згині — у 3...4 рази. Фібри ефективно підвищують міцність бетону при ударі, його морозостійкість, водонепроникність, тобто сприяють довговічності конструкції.

2.4. Стикування арматури

Арматурні стержні і зварні рулонні сітки стикують електрозварюванням або унапусток. Стержні стикують унапусток, перепускаючи їх на величину $l > l_{an}$. На кінцях гарячекатаних гладких стержнів класу А240С загинають гаки, на довжині стику ставлять додаткову поперечну арматуру, площа якої має становити не менш як 50% площі арматури, що стикується (рис. 2.8, а).

Кількість стикованої в перерізі арматури має не перевищувати 50% усієї арматури при стержнях періодичного профілю і 25% при гладких стержнях класу А240С. У центрально розтягнутих стержньових елементах стикувати робочу арматуру унапусток не допускається.

Довжину напуску сіток l у напрямі робочої арматури визначають розрахунком (рис. 2.8, б). Якщо робоча арматура сіток періодичного профілю класу А400С, то поперечних стержнів у зоні стику не ставлять. Довжину напуску сіток у напрямі розподільної арматури приймають 50 або 100 мм залежно від діаметра розподільної арматури (рис. 2.8, в).

Контактним зварюванням стикують стержні, виготовляючи каркаси з арматури класів А240С, А400С діаметром 10...40 мм (рис 2.8, г). Стержні діаметром 20...40 мм під час монтажу збірних залізобетонних конструкцій з'єднують ванним зварюванням (рис. 2.8, д). Практикують також стикування арматури з накладками зі стержнів, проте ці стики не завжди можна розмістити в опорних перерізах конструкцій і, крім того, влаштування таких стиків погіршує умови бетонування (рис. 2.8, е...ж).

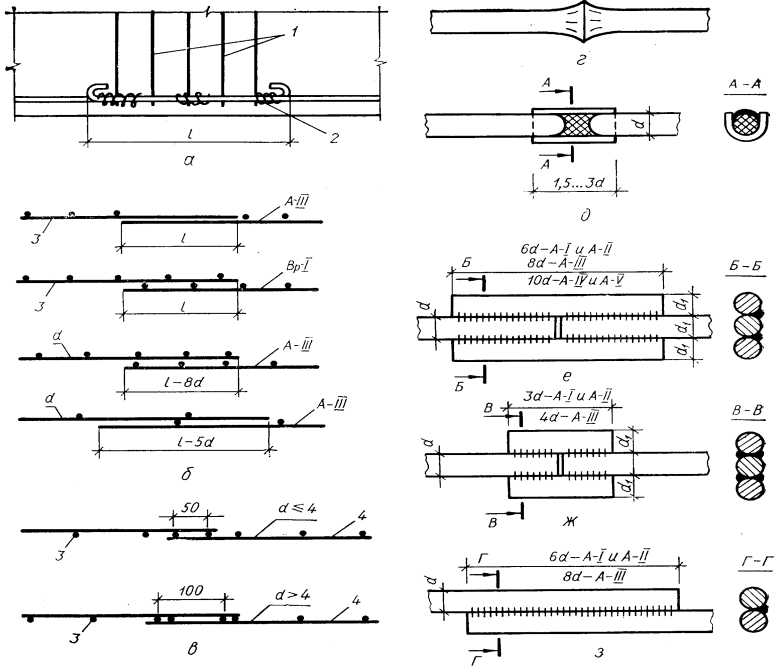


Рис. 2.8. Стикування стержнів та сіток унапусток і стержнів зварюванням: *а* — стержнів; *б* — сіток у напрямі робочої арматури; *в* — те саме, у напрямі розподільної арматури; *г* — стикування стержнів зварюванням устик; *д* — ванним зварюванням; *е* — з накладками при односторонніх швах; *ж* — те саме, при двосторонніх швах; *з* — унапусток при односторонніх швах; 1 — додаткові хомути площею не менш ніж половина площі арматури, що стикується; 2 — в'язальний дріт; 3 — робоча арматура; 4 — розподільна арматура

Нині застосовують спосіб стикування стиснутих стержнів періодичного профілю з'єднуванням сталевую перфоровану трубою, заповненою розчином.

Контрольні запитання

1. Як класифікують арматуру за функціональним призначенням?
2. Для чого призначені поздовжня та поперечна робочі арматури?
3. Для чого призначена конструктивна арматура?
4. Для чого призначена монтажна арматура?
5. Як поділяють арматуру за способом виготовлення та за видом поверхні?

6. Викресліть діаграму напруження – деформації для гарячекатаної арматури та поясніть її.
7. Викресліть діаграму напруження – деформації для дрітної арматури та поясніть її.
8. Охарактеризуйте зварюваність та холодноламкість арматури.
9. Як впливає високотемпературний нагрів на арматурну сталь?
10. Які класи арматури Ви знаєте? Як їх розрізнити між собою?
11. Яку арматуру застосовують для виготовлення попередньо напружених залізобетонних конструкцій? Чому?
12. Яку арматуру використовують для виготовлення залізобетонних конструкцій без попереднього напружування? Чому?
13. Розшифруйте запис марки сталі 20ХГ2Ц.
14. Як відрізнити за зовнішнім виглядом арматуру класу А240С від арматури класу А400С?
18. Для яких арматурних виробів використовують арматуру класу Вр-І?
19. Яку арматуру використовують як поперечну?
20. Яку арматуру використовують як монтажну та конструктивну?
21. Охарактеризуйте арматуру класів К1400 та К1500.
22. Які зварні сітки використовують для армування плит? Дайте їх характеристику.
23. Розшифруйте марку сітки $4Cp \frac{4Bp - I - 200}{4Bp - I - 300} 1290L \frac{C_1}{45}$.
24. Розшифруйте марку сітки $5Cp \frac{4Bp - I - 200}{8A - III - 150} 3030L \frac{C_1}{15}$.
25. Яким способом можна виготовляти сітки для армування залізобетонних конструкцій?
26. Яким способом можна виготовляти каркаси для армування залізобетонних конструкцій?
27. Який мінімальний розмір кінцевих випусків поздовжніх та поперечних стержнів у зварних сітках і каркасах?
28. опишіть метод армування в'язаною арматурою. Які його переваги та недоліки?
29. При яких прольотах конструкцій використовують стержньову, а при яких оротяну попередньо напружувану арматуру? Чому?
30. У яких випадках попередньо напружувану арматуру необхідно встановлювати у стиснутій зоні елементів, що працюють на згинання?
31. Які існують способи стикування арматури?
32. Як стикують арматурні стержні унапусток?
33. Як стикують арматурні сітки унапусток?

Р о з д і л 3

Залізобетон

3.1. Технологія виготовлення збірних залізобетонних конструкцій

Виготовлення ЗБК на заводах залізобетонних виробів можливе трьома способами.

Конвеєрна технологія. ЗБК виготовляють у формах, встановлених на вагонетках, що переміщуються на рейках конвеєра від одного агрегата до другого. При цьому послідовно виконуються такі операції: установка арматурних каркасів, сіток і закладних деталей; бетонування та ущільнення бетонної суміші; термовологісна або автоклавна обробка; складування готової продукції. При такій технології повинен бути витриманий ритм виробництва. Її застосовують при масовому випуску елементів відносно невеликої ваги.

Потоково-агрегатна технологія. Технологічні операції здійснюють у відповідних відділеннях заводу, а форма з виробом переміщується від одного агрегата до другого за допомогою мостових кранів. При цьому витримувати ритм виробництва не обов'язково.

Стенова технологія. Виріб залишається нерухомим, а переміщуються агрегати, які виконують відповідні операції. Таку технологію використовують для виготовлення великогабаритних попередньо напружених ЗБК.

3.2. Суть попередньо напруженого залізобетону та способи виготовлення попередньо напружених ЗБК

Попередньо напруженими називають такі ЗБК, в яких до прикладання навантаження в процесі виготовлення штучно створюються значні стискувальні напруження в бетоні за рахунок натягу арматури. Початкові стискувальні напруження створюються в тих зонах, які під навантаженням будуть працювати на розтяг. При цьому підвищується тріщиностійкість конструкції і виникають умови для застосування високоміцної арматури, що в свою чергу веде до економії металу та зменшення вартості конструкції.

Питома вартість арматури (U/f_y) знижується із збільшенням міцності арматури. Використовувати таку арматуру без попереднього напружування не вигідно, бо це веде до недовикористання міцності сталі. При високих напруженнях в арматурі тріщини у бетоні та прогини значно зростають і такі конструкції експлуатувати не можливо.

Суть попередньо напруженого залізобетону в економічному ефекті, що

досягається завдяки використанню високоміцної арматури, а висока тріщиностійкість такого залізобетону підвищує його жорсткість, опір динамічним навантаженням, корозійну стійкість, довговічність.

У завантаженій попередньо напруженій балці бетон почне працювати на розтягання тільки після того, як будуть погашені початкові стискувальні напруження. При цьому навантаження, що викликає появу тріщин або обмежене їх розкриття перевищує навантаження, що діє на балку. Із збільшенням навантаження на балку до руйнівного значення напруження в арматурі і бетоні досягають граничних значень. Таким чином, залізобетонні попередньо напружені елементи працюють без тріщин або з обмеженим їх розкриттям, тоді як конструкції без попереднього напруження експлуатуються з тріщинами в розтягнутій зоні бетону і при більших значеннях прогинів. У цьому і полягає відмінність конструкцій попередньо напружених і без попереднього напруження.

Можливі два способи виготовлення попередньо напружених ЗБК.

Натягання арматури на упори. До бетонування елемента арматуру заводять у форму. Один кінець її закріплюють на упорі, другий натягують домкратом або іншим пристроєм до заданого контрольованого напруження (рис. 3.1, *a*). Після того, як бетон набере необхідну кубикову міцність перед обтисканням, арматуру відпускають з упорів. Арматура, відновлюючи пружні деформації, в умовах зчеплення з бетоном обтискує його (рис. 3.1, *б*).

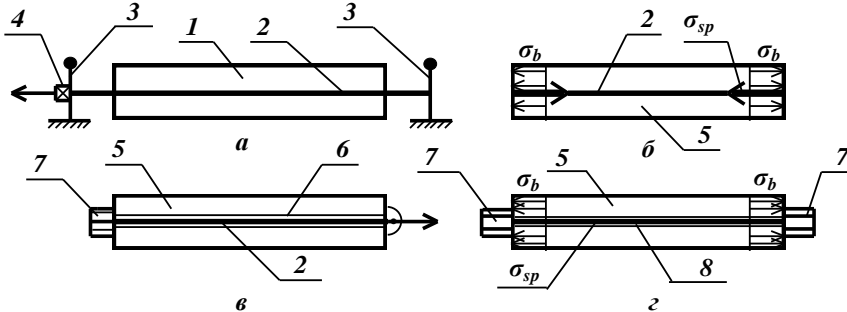


Рис. 3.1. Способи виготовлення попередньо напружених залізобетонних конструкцій: *a* – натягання арматури на упори – принципова схема; *б* – готовий елемент; *в* – натягання арматури на бетон – принципова схема; *г* – готовий елемент; 1 – форма; 2 – арматура; 3 – упор; 4 – домкрат; 5 – затужавілий бетон; 6 – канал для пропуску арматури; 7 – анкер; 8 – канал, заповнений цементним розчином

Стержньову арматуру можна натягувати на упори електротермічним способом. Через арматуру пропускають електричний струм, нагріваючи таким чином до 300-350⁰С, і закріплюють на упорах. Арматура, вистигаючи, відновлює початкову довжину і натягується на упори. Далі процес аналогічний механічному.

Натягання арматури на бетон. Спочатку виготовляють бетонний або

слабоармований елемент (рис. 3.1, *в*). Потім, при досягненні бетоном міцності, створюють в ньому попередні обтискувальні напруження. Напружувану арматуру пропускають через канали або пази, які залишають при бетонуванні конструкції, і натягають на бетон (рис. 3.1, *г*). При цьому способі напруження в арматурі контролюються після обтискання бетону.

Канали, що перевищують діаметр арматури на 5...15 мм, створюють за допомогою спіралей, гумових шлангів тощо, які після затужавлення виймають з бетону. Використовують також гофровані сталеві трубки, які залишають в бетоні. Зчеплення арматури з бетоном забезпечується за допомогою цементного розчину, який під тиском через залишені для цієї мети при бетонуванні відводи нагнітають в канал. Якщо напружувана арматура розташовується із зовнішньої сторони конструкції (кільцева арматура трубопроводів, резервуарів тощо), то навивання її з одночасним обтискуванням бетону здійснюють спеціальними навивальними машинами. У цьому випадку на поверхню конструкції після натягування арматури торкретуванням (під тиском) наносять захисний шар бетону.

Натягання арматури на упори використовують, як правило, при виготовленні ЗБК у заводських умовах. Натягання на бетон застосовують, головним чином, для великорозмірних конструкцій і при стикуванні частин таких конструкцій під час монтажування.

3.3. Спільна робота сталеві арматури з бетоном

Однією з умов надійності залізобетону є спільна робота арматури з бетоном. Вона зумовлена рівністю деформацій арматури та бетону у стиснутій і розтягнутій зонах до моменту утворення тріщин. Ця рівність зберігається і після утворення тріщин на ділянках між ними аж до руйнування.

Щоб висмикнути або розірвати забетонований стержень після того, як бетон затужавіє, необхідно прикласти до стержня певну силу F (рис. 3.2, *а*). Довжину анкерування арматурних стержнів l_{an} (довжина закріплення їх у бетоні), яка забезпечує досягнення розрахункових напружень в арматурі розраховують. У стиснутих стержнях необхідна довжина анкерування зменшується, оскільки діаметр арматури збільшується в результаті поперечного розширення сталі при стисканні (рис. 3.2, *б*).

У разі висмикування стержня з бетону спочатку максимальні напруження зчеплення будуть поблизу зовнішньої грані (епюра 1 на рис. 3.2, *в*). Із збільшенням зусилля в міру порушення зчеплення між бетоном та арматурою епюра напружень зміщується, займаючи положення 2 та 3, що може призвести до висмикування стержня з бетону.

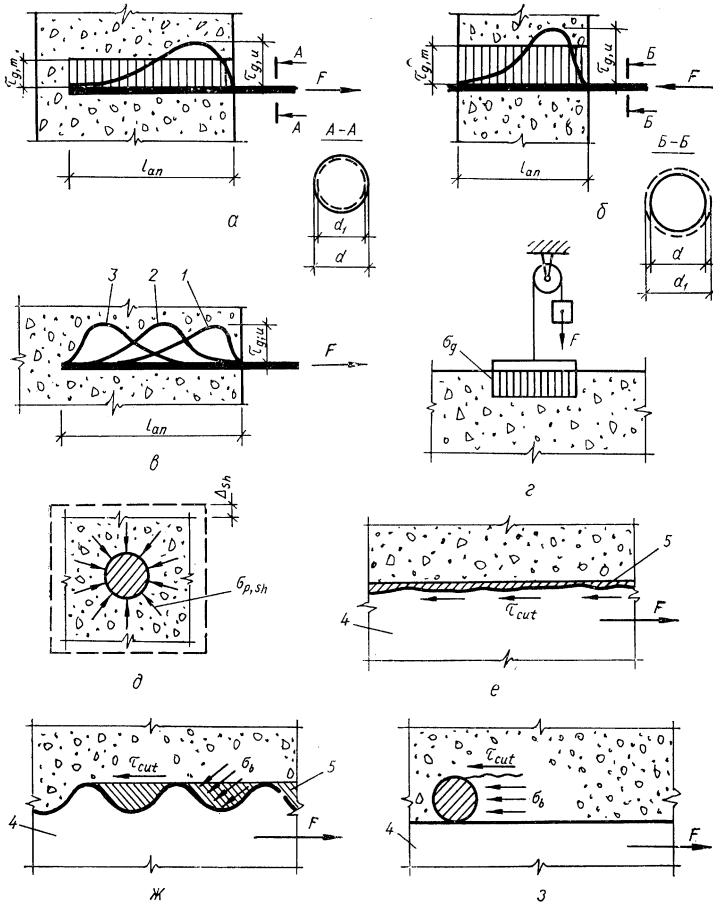


Рис. 3.2. Зчеплення арматури з бетоном: *a* – при висмикуванні стержня; *б* – те саме, при протисканні; *в* – послідовність зміни епюри напружень у бетоні під час висмикування стержня (1...3); *г* – зчеплення арматури з бетоном, обумовлене склеюванням сталі з бетоном; *д* – те саме, обтискуванням арматурного стержня бетоном, спричинене усадкою; *е* – те саме, механічним зчепленням при гладкій арматурі; *ж* – те саме, періодичного профілю; *з* – те саме, у зварних сітках та каркасах; 4 – арматурний стержень; 5 – зрізаний бетон

Зчеплення залежить від трьох факторів: від склеювання арматури з бетоном, від зусилля тертя арматури об бетон, спричиненого усадочними деформаціями і від механічного зчеплення арматури в бетоні. Розглянемо вплив і роль кожного з цих факторів.

Гель цементного каменю має клеючу здатність і, твердіючи, склеює метал з бетоном. Щоб відірвати металеву пластинку від поверхні затужавілого бетону, необхідно прикласти силу F (рис. 3.2, *з*). В разі виготовлення залізобетонних конструкцій у металевій опалубці поверхню її змащують, щоб запобігти склеюванню бетону з формою. Міцність склеювання невелика — 0,2...0,5 МПа.

Під час тужавлення бетону розвиваються деформації усадки. Бетон зменшується в об'ємі і обтискає арматуру (рис. 3.2, *д*). Чим більше це обтискування, тим більші сили тертя доводиться долати під час переміщення арматури відносно бетону. Опір зсуву арматури, спричинений усадкою бетону, становить 10...15% від загального зчеплення.

Навіть порівняно гладка поверхня арматури має нерівності, заповнювані бетоном. Для зсування стержня потрібно прикласти зусилля, здатне зрізати бетон, що заповнив нерівності по периметру арматури. Чим більші нерівності на поверхні арматури, тим більший об'єм зрізаного бетону і тим більше зусилля висмикування (рис. 3.2, *е*). Тому, для поліпшення зчеплення арматури з бетоном на її поверхні створюють періодичний профіль (рис. 3.2, *ж*).

Найгладшу поверхню має холоднотягнутий високоміцний дріт, внаслідок чого у нього мале механічне зчеплення. Щоб поліпшити зчеплення з бетоном холоднотягнутий дріт випускають періодичного профілю, який утворюється в результаті сплющування циліндричної поверхні ум'ятинами з заданим кроком $Bp1200$, $Bp1300$, $Bp1400$, $Bp1500$ (клас за колишнім маркуванням – $Bp-II$).

Дріт $Bp-I$ рекомендується застосовувати в основному в зварних сітках та каркасах, де поперечні стержні, з'єднані точковим зварюванням, є анкерами, що забезпечують механічне зчеплення стержнів, до яких їх приварюють (рис. 3.2, *з*).

3.4. Анкерування арматури в бетоні

Анкерування ненапруженої арматури

Анкерування арматури запобігає її проковзуванню в бетоні під час навантаження конструкції і гарантує спільну роботу бетону та сталі. Особливо важливе воно біля крайніх опор і у вузлах стержньових конструкцій, де з бетону можуть бути висмикнуті стержні розтягнутої робочої арматури (рис. 3.3, *а*).

Анкерування забезпечується за рахунок зчеплення арматури з бетоном. Якщо на прямій ділянці конструктивно не можна забезпечити довжину зони анкерування, то стержень відгинають на 90° по дузі кола радіусом не менш як $5\varnothing$ (рис. 3.3, *б*). Довжина прямої ділянки має бути не менш як $0,5l_{an}$, а на відігнутій ділянці встановлюють додаткову поперечну арматуру, яка перешкоджає розгинанню стержня (рис. 3.3, *б*).

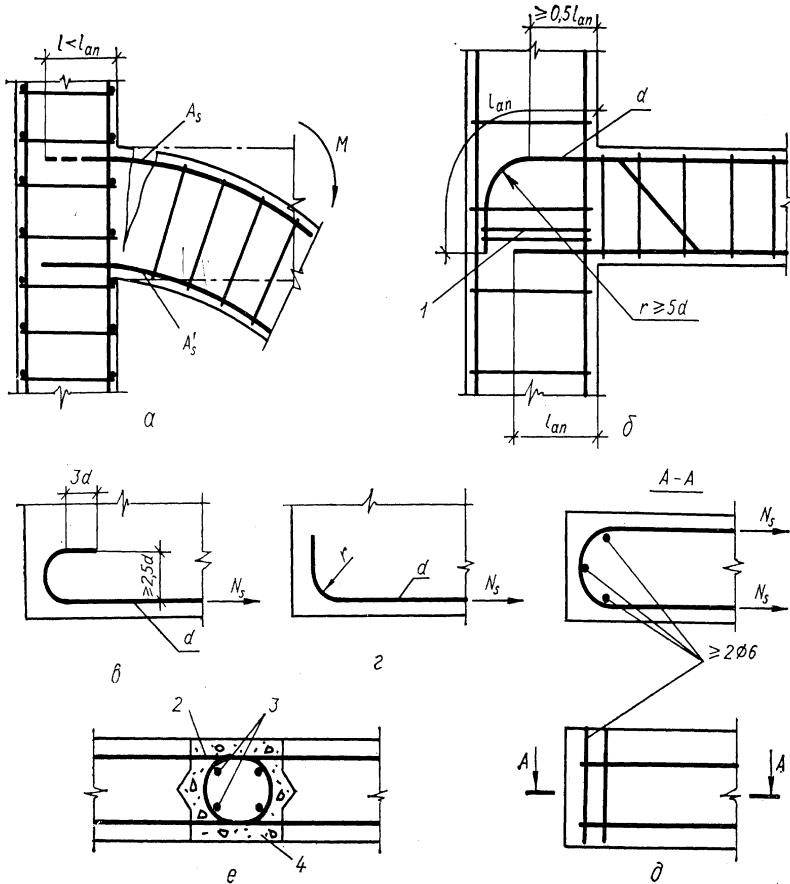


Рис. 3.3. Анкерування розтягнутої арматури без попереднього напруження: *a* – висмикування арматури біля крайньої опори при недостатній довжині анкерування; *б* – забезпечення анкерування відгином стержнів; *в* – гаками на кінцях гладких стержнів; *г* – лапками на кінцях стержнів періодичного профілю; *д* – поперечне армування у збірних конструкціях; *е* – те саме, у збірно-монолітних конструкціях; 1 – додаткові хомути, що перешкоджають розгинанню стержнів; 2 – анкерований стержень; 3 – поперечна арматура не менш як $2\phi_6$; 4 – бетон замонолічування

Для анкерування гладкої арматури (клас А240С) на кінцях розтягнутих стержнів загинають гаки (рис. 3.3, *в*). На кінцях арматури періодичного профілю, якщо довжина зони анкерування недостатня, відгинають “лапки” під кутом 90° (рис. 3.3, *г*), оскільки, згинаючи гак, можна зламати стержень.

Надійно анкерується розтягнута арматура за допомогою петльових анкерів. У цьому випадку обидва анкерованих стержні мають бути навантажені приблизно однаково. У межах петльового анкера передбачають поперечне армування, яке підвищує міцність бетону на виколювання і на місцевий стиск (рис. 3.3, *д*)

На крайніх вільних опорах плит анкерування поздовжніх стержнів у зварних сітках забезпечується точковим зварюванням поперечних стержнів, яких по довжині анкерування має бути не менш як два.

У зварних каркасах анкерування гладкої поздовжньої розтягнутої арматури забезпечується постановкою не менш як двох поперечних стержнів.

Арматуру періодичного профілю для надійного її анкерування заводять за грань вільної опори елемента на $5\varnothing$ у плитах і на $10\varnothing$ у балках.

Стики арматури петльовими анкерами застосовують у збірно-монолітних конструкціях (рис. 3.3, *е*).

Анкерування напруженої арматури

Для анкерування напруженої арматури використовують спеціальні анкери у вигляді пластинок квадратної форми, арматурні оцупки, які приварюють на кінцях стержнів, гайки, накручувані на кінець стержня (рис. 3.4, *з*), циліндричні гільзи, обтискувані до початку виникнення в них пластичних деформацій (рис. 3.4, *д* та *е*). Як анкери застосовують висаджені головки на арматурних стержнях, які формують при розігріванні ділянки стержня електрострумом.

Дротяну арматуру в пучках анкерують конусними пробками (рис. 3.4, *а*). Якщо конструктивно забезпечено довжину зони передавання напружень напруженої стержньової і дротяної арматури періодичного профілю, а також арматурних канатів класів К1400 (К-7), К1500 (К-19), то влаштовувати спеціальні анкери в бетоні не треба, бо анкерування забезпечується зчепленням арматури з бетоном.

При натягуванні арматури на бетон на кінцях стержнів приварюють у стик оцупки з різью і анкерування виконується шайбами та гайками.

У попередньо напружених конструкціях при поздовжньому обтискуванні бетону виникають поперечні розтягувальні напруження, які можуть спричинити поздовжні тріщини, що значно погіршують анкерування напруженої арматури. Тому на кінцевих ділянках у зоні передачі напружень застосовують непряме армування у вигляді зварних сіток або спіралей (рис. 3.4, *б* та *в*), вигнутих стержнів або дисперсного армування.

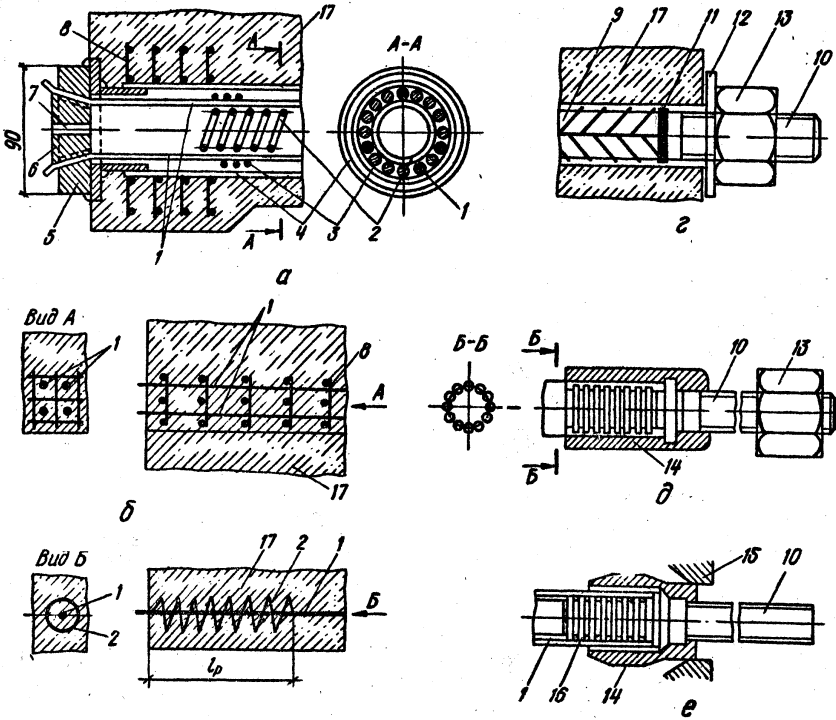


Рис. 3.5. Анкерування напружуваної арматури: *а, д* – з пучків високоміцного дроту; *б* – поперечними сітками біля опор; *в* – те саме, спіралями; *г* – стержневої арматури; *е* – обтискування пучка гільзою; 1 – високоміцний дріт; 2 – спіраль; 3 – скрутень з тонкого дроту; 4 – оболонка каналу в бетоні; 5 – колодка анкера; 6 – конічна пробка; 7 – отвір для ін'єкції каналу; 8 – сітки непрямого армування; 9 – напружуваний стержень; 10 – оцупок з різью; 11 – зварювання; 12 – шайба; 13 – гайка; 14 – обтискувана гільза; 15 – обтискне кільце; 16 – виточки на оцупку; 17 – бетон

3.5. Захисний шар бетону

Захисний шар бетону забезпечує сумісну роботу арматури з бетоном, захищає арматуру від зовнішніх впливів, високої температури, агресивного середовища тощо.

Товщина захисного шару залежить від виду та діаметра арматури, розмірів перерізу, виду та класу бетону, умов роботи конструкції.

Товщина захисного шару для поздовжньої арматури ненапруженої

або напруженої (при натягу на упори) має бути не меншою за діаметр стержня або каната.

У плитах товщиною до 100 мм захисний шар повинен бути не меншим як 10 мм, а при товщині плити більшій за 100 мм і в балках висотою меншою за 250 мм захисний шар має бути як мінімум 15 мм. В балках висотою більшою за 250 мм товщину захисного шару приймають не менш як 20 мм.

У збірних залізобетонних фундаментах товщина захисного шару має бути 30 мм.

В попередньо напружених конструкціях з натягом арматури на бетон товщина захисного шару бетону має бути не менш як 20 мм і не меншою за половину діаметра каналу.

Товщина захисного шару від торця арматури до торця елемента приймають 10 мм, а для збірних елементів великої довжини — 15 мм.

Мінімальна товщина захисного шару для поперечної арматури при висоті балки до 250 мм — 10 мм, а при висоті балки більшій за 250 мм — 15 мм.

3.6. Корозія бетону і залізобетону

Одна з переваг бетону і залізобетону – довговічність. Проте несприятливе поєднання постійних і змінних навантажень з дією різних фізико-хімічних процесів середовища спричиняє корозію бетону і сталеві арматури, що може призвести до руйнування конструкцій.

Шкідливими реагентами для бетону є вода (чиста або така, що містить розчини солей і кислот), пара і вологі кислі гази, мінеральні масла, розчин цукру, відходи від переробки м'яса, продукти хімічних виробництв. Статистика твердить, що 50% конструкцій промислових будівель експлуатується в агресивному середовищі різного ступеня і надалі ця цифра збільшуватиметься.

Зовнішні навантаження, спричинюючи утворення тріщин у бетоні залізобетонних конструкцій, прискорюють процес корозії бетону та арматури.

Заморожування і відтавання конструкцій з тріщинами, заповненими водою, веде до руйнування захисного шару бетону. Тиск у середині бетону частково компенсується сусідніми порами, а тому руйнування відбувається в першу чергу на поверхні, по кутах і ребрах конструкцій.

Вода в порах бетону замерзає при температурах, значно нижчих від 0°C, оскільки вона звичайно насичена вапном та іншими солями.

Найшвидше руйнуються бетони пористої структури, які мають невелику міцність і дуже насичені водою.

Причиною корозії бетону є також вилущування, спричинене видаленням водою вапна, що виділяється під час реакцій гідролізу. Про те цей вид корозії небезпечний лише за умови безперервної фільтрації води

крізь стіни гребель, резервуарів, труб.

Найнебезпечніша корозія бетону під дією кислот або вологих кислих газів, що найчастіше буває під час експлуатації промислових будівель. Кислоти вступають в реакцію зі складовими цементного каменю і утворюють розчинні кальцієві солі.

Щоб запобігти корозії бетону або уповільнити її, слід застосовувати бетони на цементах, які менше піддаються дії даного шкідливого реагенту. Необхідно дотримуватися також таких загальних вимог: використовувати міцні бетони густої структури, дотримуватися технології їх виготовлення, укладання у форми і догляду у період тужавлення. Головна вимога — використання жорстких бетонних сумішей з водоцементним відношенням В/Ц = 0,3...0,4, оскільки тільки 20% води (до маси цементу) хімічно зв'язується під час гідратації клінкеру, а решта води під час тужавлення бетону утворює пори в цементному камені. Найщільніший бетон утворюється при фракціонованих високоміцних щебені і піску.

Досить ефективно захищає бетон від корозії пофарбування його поверхні, обмазування, обклеювання або просочування захисними матеріалами. Успішно захищають бетон поліетиленовими листами з анкерами, закріпленими під час бетонування.

Корозія залізобетону збільшується в умовах вологого середовища, коли сталеві арматури кородують швидше. У звичайних умовах швидкість корозії арматури становить 0,1 мм за рік, а за несприятливих умов — до 1 мм за рік. Об'єм металу, що зазнав корозії, у 2...3 рази перевищує його об'єм до корозії, а тому по периметру арматури виникає радіальний тиск, який викликає утворення поздовжніх тріщин і відколювання захисного шару бетону.

У нормальних умовах експлуатації захист арматури від корозії в середині бетону забезпечує лужне середовище (гідроксид кальцію). Не слід добавляти в бетон хлориди, особливо в разі армування конструкцій високоміцним дротом.

На заводах залізобетонних виробів і на будівельних майданчиках необхідно забезпечувати умови зберігання арматури, що виключають можливість корозії, яка може продовжуватися в середині бетону.

Для гарантування довговічності арматури залізобетонних конструкцій захищають шаром бетону достатньої товщини і щільності. Особливо це стосується силікатних, ніздрюватих бетонів та бетонів на пористих заповнювачах.

Контрольні запитання

1. *Охарактеризуйте конвеєрну технологію виготовлення залізобетонних конструкцій.*
2. *Охарактеризуйте потокову-агрегатну технологію виготовлення залізобетонних конструкцій.*

3. *Охарактеризуйте стенову технологію виготовлення залізобетонних конструкцій.*
4. *В чому суть попередньо напруженого залізобетону?*
5. *Охарактеризуйте спосіб виготовлення попередньо напружених ЗБК з натягуванням арматури на упори.*
6. *Охарактеризуйте спосіб виготовлення попередньо напружених ЗБК з натягуванням арматури на бетон. У яких випадках його використовують?*
7. *Який основний фактор впливає на спільну роботу арматури та бетону?*
8. *Від яких факторів залежить зчеплення арматури з бетоном? Охарактеризуйте їх.*
9. *Якими заходами можна підвищити зчеплення арматурних стержнів та арматурного дроту з бетоном?*
10. *Як анкерують гладку арматуру?*
11. *Які типи анкерів для попередньо напружуваної арматури Вам відомі? Коли їх застосовують?*
12. *Як впливає усадка бетону на деформації і напруження в ЗБК?*
13. *Чи враховують безпосередньо в розрахунках на міцність зусилля від усадки бетону? Якою арматурою вони сприймаються?*
14. *Як впливає арматура на деформації повзучості бетону в ЗБК?*
15. *Як впливає повзучість бетону на використання міцності арматури в ЗБК?*
16. *Як впливає повзучість бетону на жорсткість ЗБК?*
17. *Як впливає повзучість бетону на попереднє напруження арматури?*
18. *Охарактеризуйте явище релаксації напружень в бетоні.*
19. *Які функції виконує захисний шар бетону?*
20. *Від чого залежить товщина захисного шару в ЗБК?*
21. *Як назначають товщину захисного шару бетону в плитах?*
22. *Яка товщина захисного шару бетону має бути в балках?*
23. *Яка має бути товщина захисного шару у попередньо напружених ЗБК?*
24. *Яка товщина захисного шару для поперечної арматури?*
25. *Які зовнішні фактори і впливи спричиняють корозію залізобетону?*
26. *Які Ви знаєте методи боротьби з корозією бетону та залізобетону?*

Частина друга

Розрахунок і конструювання елементів залізобетонних конструкцій

Розділ 4

Експериментальні основи теорії опору залізобетону і методи розрахунку залізобетонних конструкцій

4.1. Використання експериментальних даних в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій

Залізобетон – пружно-пластичний матеріал, який не підлягає законові Гука. Утворення тріщин у розтягнутих зонах бетону на стадії експлуатації ще більш утруднює можливість застосування методів розрахунку пружних матеріалів для ЗБК. Тому методику розрахунку ЗБК побудовано на експериментальній основі.

Залізобетонна балка руйнується, коли в розтягнутій арматурі досягнуто напружень f_y – межа текучості арматури. При цьому руйнування має пластичний характер. При надмірному збільшенні площі розтягнутої арматури відбувається ламке руйнування балки від роздроблення бетону стиснутої зони, а напруження в арматурі не досягають межі текучості. Такі елементи називають переармованими. Якщо в стиснутій зоні переармованого елемента встановити арматуру, то балка зруйнується по розтягнутій зоні (по арматурі), але при більшому навантаженні.

Межу між зазначеними двома випадками встановлюють експериментально залежно від класів бетону та арматури.

Встановлено також, що в елементі, який згинається, після того як напруження в розтягнутій зоні досягнуть межі текучості, подальше, навіть незначне, збільшення навантаження спричиняє великі деформації і руйнування стиснутої зони бетону. Це дало підстави твердити, що арматура і бетон стиснутої зони руйнуються одночасно. Таке припущення значно спростило розрахунок міцності перерізів елементів, оскільки в момент руйнування напруження в бетоні й арматурі стали відомими. У розрахунку стиснутих елементів границю спільної роботи бетону і арматури визначають або граничною стискуваністю бетону або межею текучості сталі.

4.2. Стадії напружено-деформованого стану перерізу залізобетонного елемента

Численні експериментальні дослідження елементів, які згинаються, позацентрово стиснуті і позацентрово розтягнуті, дали можливість виділити три характерні стадії напружено-деформованого стану перерізу від початку навантажування до зруйнування елемента. Розглянемо ці стадії на прикладі роботи балки на двох опорах, армованої в розтягнутій зоні стержнями із сталі

класів А240С, А400С і навантаженої зосередженими силами, які поступово збільшуються, аж до зруйнування конструкції (рис. 4.1, а).

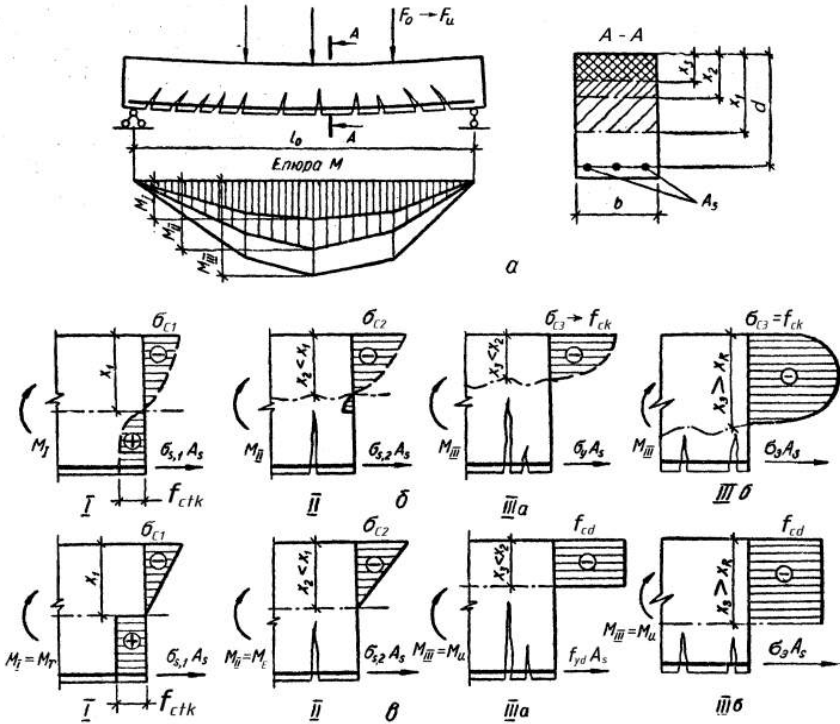


Рис. 4.1. Стадії напружено деформованого стану під час згинання: а - схема роботи елемента, що працює на згинання; б - дійсні схеми; в - розрахункові схеми; I - стадія до утворення тріщин; II - стадія експлуатації; III - стадія руйнування непереармованого елемента

С т а д і я I. При невеликому навантаженні (15...25% від руйнівного) бетон працює спільно з арматурою по всій довжині балки. Епюра напружень у перерізі двозначна, у стиснутій зоні близька до трикутної з напруженням σ_{c1} . У розтягнутій зоні в міру наближення σ_{ct} до f_{ct} епюра з трикутної перетворюється в криволінійну, близьку до прямокутної за рахунок розвитку нелінійних непружних деформацій (рис. 4.1, б, 1). Нейтральна вісь проходить нижче від центра ваги бетонного перерізу внаслідок впливу арматури в розтягнутій зоні. Висота стиснутої зони бетону x_1 .

Стадію I покладено в основу розрахунку конструкцій на утворення тріщин (рис. 4.1, в). Епюру напружень в розтягнутій зоні приймають прямокутною з ординатою $f_{ct,u}$, а деформації $\epsilon_{ct} = \epsilon_{ct,u}$.

С т а д і я II. Перехід перерізу в стадію II характеризується

утворенням тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, і виключенням з роботи розтягнутого бетону. У перерізах з тріщинами всі розтягувальні зусилля сприймає арматура, що спричиняє збільшення деформації розтягнутої зони і зміщення нейтральної осі вгору. Далше збільшення навантаження до 60...70 % від руйнівного веде до зменшення висоти стиснутої зони бетону до x_2 , підвищення стискувальних напружень у бетоні до σ_2 і викривлення епюри напружень у стиснутій зоні. Бетон між тріщинами і над ними продовжує працювати і частково розвантажує розтягнуту арматуру (рис. 4.1, б, II). Стадія II відповідає експлуатаційному стану, і тому її прийнято за основу розрахунків деформацій і ширини розкриття тріщин (рис. 4.1, в, II).

С т а д і я I I I . Зі збільшенням навантаження стадія II переходить у стадію III – стадію руйнування. Зростання деформацій спричиняє збільшення напружень і деформацій у розтягнутій арматурі, далше зменшення висоти стиснутої зони бетону, що супроводиться зростанням напружень і викривленням епюри напружень.

Коли в арматурі буде досягнуто межі текучості сталі σ_y , в перерізі настає граничний стан щодо міцності. Текучість арматури зумовлює швидке скорочення висоти стиснутої зони до x_3 , збільшення напружень у стиснутому бетоні до f_{ck} , вичерпання граничної стискуваності бетону $\epsilon_{c,u}$, що призводить до дроблення бетону стиснутої зони (рис. 4.1, б, IIIа).

Стадію III покладено в основу розрахунку на міцність (рис. 4.1, в, III). При цьому вважається, що у розтягнутій арматурі і стиснутій зоні бетону у разі руйнування напруження досягають одночасно граничних значень. Характер руйнування – пластичний. В обчисленнях враховують прямокутну епюру напружень у бетоні стиснутої зони. Це значно спрощує розрахункові формули.

Принцип пластичного руйнування залізобетонного елемента може бути порушений, якщо розтягнуту зону буде переармовано. Тоді напруження в розтягнутій арматурі не досягнуть межі текучості, а переріз зруйнується в результаті дроблення бетону стиснутої зони (рис. 4.1, б, IIIб).

Пластичне руйнування залізобетонних елементів, які згинаються, буває тільки при певних відсотках армування, що не перевищує максимальних, які визначаються граничною висотою стиснутої зони бетону x_R .

У переармованих перерізах, що характеризуються умовою $x > x_R$, із збільшенням навантаження деформації в бетоні стиснутої зони зростають швидше ніж в арматурі. Це веде до збільшення висоти стиснутої зони бетону і зростання напружень у бетоні σ_c за рахунок зменшення плеча внутрішньої пари z . Зруйнування відбувається ламко від дроблення бетону стиснутої зони при граничних напруженнях і деформаціях. У момент зруйнування напруження в арматурі дорівнюють σ_s , тобто нижче від межі текучості (рис. 1.1, в, IIIб). Чим вищий відсоток армування, тим нижчі ці напруження. Отже

міцність арматури в переармованих перерізах повністю не використовується.

4.3. Утворення і розкриття тріщин в ЗБК

У залізобетонних конструкціях з ненапруженою арматурою тріщини в розтягнутих зонах виникають при навантаженні, яке становить 15–25% від руйнівного.

У процесі тріщиноутворення під час навантажування елементів, що згинаються, можна виділити три етапи. Перший – порушення рівномірності розподілу деформацій бетону розтягнутої зони, другий – утворення в захисному шарі тріщин, які досягають рівня арматури. На третьому етапі із збільшенням навантаження виникають видимі тріщини, які перетинають рівень розташування арматури. Ступінь навантаження цього етапу приймають за момент тріщиноутворення. Із збільшенням навантаження тріщини розвиваються по висоті і ширині перерізу, а на сусідніх ділянках триває поява нових тріщин.

Експерименти показали, що тріщиноутворення великою мірою залежить від відсотка армування: з його збільшенням розкриття тріщин зменшується.

4.4. Методи розрахунку залізобетонних конструкцій

Існують три методи розрахунку ЗБК – за допустимими напруженнями, за руйнівними зусиллями та за граничними станами.

Згідно з діючими нормами проектування, ЗБК розраховують за методом граничних станів. В основу цього методу покладено наступне:

- введено поняття граничного стану конструкції і встановлено дві групи граничних станів (перша – за втратою несучої здатності, стійкості або витривалості; друга – за придатністю до нормальної експлуатації);

- розрахунок міцності перерізів виконують на стадії руйнування (III стадія н.д.с.); при цьому епюру напружень у стиснутій зоні бетону приймають прямокутною;

- в розрахунки вводиться система коефіцієнтів надійності – щодо навантаження, матеріалів, умов роботи.

Граничними називають такі стани, за яких конструкція більше не задовольняє заданих умов нормальної експлуатації.

Завдання розрахунку полягає в тому, щоб не допустити за весь період експлуатації конструкції виникнення будь-якого граничного стану.

Розрахунок за першою групою граничних станів виконують, щоб запобігти руйнуванню конструкції (розрахунок на міцність), втрати стійкості форми або положення, руйнуванню від утомленості (розрахунок на витривалість), руйнуванню від спільної дії силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища.

Розрахунок за другою групою граничних станів виконують, щоб запобігти розвиткові недопустимих деформацій (прогинів, кутів повороту та коливань), утворення тріщин або їх надмірного розкриття.

За першою групою граничних станів розраховують усі конструкції, а за другою розрахунок виконують тільки у випадках, коли такі стани можуть виникнути.

Розрахунок за граничними станами виконують не тільки в стадії експлуатації, а й у стадіях виготовлення, монтажу і транспортування конструкцій.

Виникнення граничного стану конструкції залежить від ряду факторів: навантажень, міцнісних характеристик матеріалів та умов роботи. Ці фактори можуть змінюватися у певних межах.

Нормативні і розрахункові навантаження. Навантаження поділяються на постійні і тимчасові (довго– та короточасні і особливі). Конструкції розраховують на невідповідні, але реально можливі комбінації навантажень. Розрізняють нормативні і розрахункові навантаження.

Нормативні навантаження встановлені нормами, а розрахункові визначаються із залежності $g = g_n \gamma_f \psi$, де g_n – нормативне навантаження; γ – коефіцієнт надійності щодо дії навантаження; ψ – коефіцієнт сполучення.

Нормативні навантаження від маси конструкції визначаються її об'ємом і середньою густиною матеріалу. Проте фактичні розміри конструкції можуть бути збільшені або зменшені. Змінюється також густина матеріалу. Якщо відхилення фактичної густини матеріалу конструкції не перевищує 10%, то в розрахунок вводять коефіцієнт надійності щодо навантаження, який дорівнює 1,1.

Відхилення густини утеплювача від середнього значення і можливість його зволоження враховують коефіцієнтом γ_f , який дорівнює 1,2 або 1,3.

Снігові та вітрові нормативні навантаження визначаються за даними довгострокових метеорологічних спостережень. Для снігових навантажень коефіцієнт $\gamma = 1,4 \dots 1,6$, а для вітрових – 1,2.

Нормативне навантаження на перекриття громадських будівель від скупчення людей прийнято за 4 кН/м^2 . При цьому виходять з припущення, що на 1 м^2 перекриття можуть розміститися 5 чол. масою по 80 кг кожен. Однак цілком імовірно, що маса людини може перевищувати 80 кг. Тому вводять коефіцієнт надійності щодо навантаження $\gamma = 1,2$, і розрахункове навантаження на перекриття вважають за $4,8 \text{ кН/м}^2$.

Крім того, згідно з правилом ураховання ступеня відповідальності будівель і споруд, під час проектування конструкцій до розрахунку вводять коефіцієнти надійності щодо призначення конструкцій, які враховують ступінь відповідальності і капітальності будівель та споруд. Їх приймають меншими чи рівними за одиницю (для більшості будівель та споруд $\gamma_n = 0,95$).

Нормативні і розрахункові міцності матеріалів. У випробуваннях

великої кількості зразків міцнісні характеристики різних матеріалів значною мірою різняться одна від одної. Тому, щоб мати надійні і достовірні характеристики міцності матеріалів, використовують методи математичної статистики.

4.5. Три категорії вимог до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій

Категорії вимог до тріщиностійкості і гранично допустимого ширину розкриття тріщин встановлюють для обмеження проникності конструкцій і для забезпечення збереженості арматури залежно від умов експлуатації, виду конструкції, діаметра арматури і напруженого стану.

1-ша категорія – не допускається утворення тріщин. Це конструкції, на які діє тиск рідин або газів; конструкції, які експлуатуються в ґрунтах нижче від рівня ґрунтових вод або в дуже агресивному середовищі. У цьому випадку слід застосовувати напружувану арматуру, яка може гарантувати відсутність тріщин у конструкціях за умови правильної їх експлуатації.

2-га категорія – допускається обмежене щодо ширини нетривале розкриття тріщин, але вимагається їх надійне закриття (затискування) при відсутності короткочасного навантаження. Це конструкції сховищ сипких матеріалів, підкранові балки, мостові конструкції, опори ліній електропередач. Ці конструкції армують напружуваною арматурою.

3-тя категорія – утворення тріщин у стадії експлуатації допускається, але обмежується ширина розкриття їх, різна в умовах короткочасної і тривалої дії навантаження. До цієї групи належать усі конструкції без попереднього напруження, а також попередньо напружені конструкції зі стержньовою арматурою.

Категорії вимог до тріщиностійкості, що ставляться до конструкцій, визначають залежно від умов експлуатації їх і чутливості арматури до агресивної дії середовища. Наприклад, дротяна арматура класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 більше зазнає корозії, ніж стержньова арматура класу А400С. Отже, конструкції армовані різними сталями, можуть мати різні категорії вимог щодо тріщиностійкості. Залежно від напруженого стану елементів і класу застосовуваної арматурної сталі можливі випадки, коли до різних частин тієї самої конструкції ставляться різні категорії вимог щодо тріщиностійкості. Наприклад, у сегментній фермі, яку експлуатують просто неба, до розкосів, армованих стержньовою арматурою класу А400С, ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, а до нижнього пояса, армованого дротом Вр1200 – Вр1500 діаметром 3 мм, – 2-ї категорії.

Зазначені вимоги стосуються як нормальних перерізів, так і похилих до осі елемента.

Контрольні запитання

1. *Опишіть процес руйнування залізобетонної балки на основі експериментальних даних.*
2. *Чому залізобетон називають пружнопластичним матеріалом?*
3. *Коли руйнування залізобетонного елемента носить пластичний характер, а коли ламкий?*
4. *З якої зони починається руйнування переармованого елемента?*
5. *Поясніть чому у непереармованих елементах арматура і бетон руйнуються майже одночасно.*
6. *Скільки є стадій НДС перерізу залізобетонного елемента?*
7. *Викресліть схему та охарактеризуйте 1-шу стадію н.д.с.*
8. *Викресліть схему та охарактеризуйте 2-гу стадію н.д.с.*
9. *Викресліть схему та охарактеризуйте 3а стадію н.д.с.*
10. *Викресліть схему та охарактеризуйте 3б стадію н.д.с.*
11. *Які три етапи можна виділити у процесі тріциноутворення? Охарактеризуйте їх.*
12. *Яку стадію покладено в основу розрахунку на утворення тріщин?*
13. *Яку стадію покладено в основу розрахунку на деформації?*
14. *Яку стадію покладено в основу розрахунку на міцність?*
15. *Яка стадія відповідає експлуатаційному стану залізобетонного елемента?*
16. *Що означає поняття «переармований елемент»?*
17. *Які Ви знаєте методи розрахунку ЗБК?*
18. *Які стани конструкції називають граничними?*
19. *З якою метою розраховують ЗБК за першою групою граничних станів?*
20. *З якою метою розраховують ЗБК за другою групою граничних станів?*
21. *Охарактеризуйте нормативні навантаження.*
22. *Охарактеризуйте розрахункові навантаження.*
23. *У чому суть розрахунку ЗБК за граничними станами на міцність?*
24. *У чому суть розрахунку ЗБК за граничними станами на тріциноустійкість?*
25. *У чому суть розрахунку ЗБК за граничними станами на жорсткість?*
26. *Як встановлюють категорії вимог щодо тріциноустійкості ЗБК?*

Розділ 5 Згинальні елементи

5.1. Конструктивні особливості елементів, що працюють на згинання

5.1.1. Конструктивні особливості плит

Товщину плит визначають розрахунком на діючі зусилля, але вона має бути не меншою від мінімального розміру, встановленого за умов додержання необхідної товщини захисного шару бетону і виконання робіт.

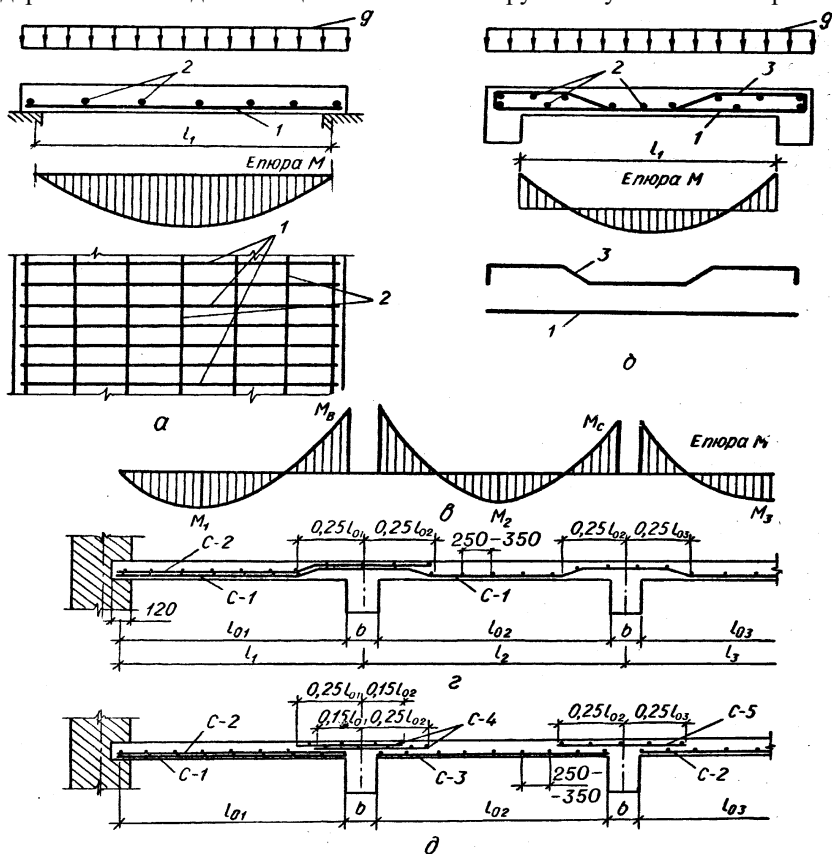


Рис. 5.1. Армування залізобетонних плит: *а* – однопролітної, що вільно лежить на двох опорах; *б* – те саме, монолітно зв'язаної з балками; *в* – епюра згинальних моментів у багатопрлітній плиті; *г* – армування багатопрлітної нерозрізної плити рулонними сітками з поздовжьною робочою арматурою; *д* – те саме, сітками з поперечною робочою арматурою; 1 – робоча поздовжня арматура; 2 – монтажна (розподільна) арматура; 3 – відігнута арматура

Мінімальна товщина монолітних плит покриттів – 40 мм, у перекриттях цивільних будівель – 50 мм, промислових – 60 мм; збірних плит – 25...30 мм, що гарантує захисний шар не менш як 10 мм за умови розташування арматури в середині товщини плити.

Плити армують переважно зварними сітками (рис. 5.1). Стержні, розташовані вздовж прольоту конструкції – робочі, упоперек – розподільні. Площу поперечного перерізу робочої арматури визначають розрахунком, а розподільної приймають конструктивно. Робоча арматура розташовується в розтягнутій зоні відповідно до діючих у перерізі плити згинальних моментів.

В однопролітних вільно лежачих плитах робочу арматуру ставлять тільки в прольоті (рис. 5.1, а), а в стиснутих та багатопролітних, відповідно до епюри згинальних моментів, – у прольоті і на опорах (рис. 5.1, б).

Під дією згинальних моментів у двох напрямках плити армують сітками з робочою арматурою в обох напрямках.

Для армування плит застосовують зварні сітки з поздовжньою і поперечною робочою арматурою, а також з робочою арматурою в обох напрямках. Такі сітки бувають рулонні і плоскі. Армування плит сітками показано на рис. 5.1 з, д.

5.1.2. Конструктивні особливості балок

Балки бувають прямокутного, таврового, двотаврового, трапецеюватого, коробчатого та інших перерізів (рис. 5.2, а).

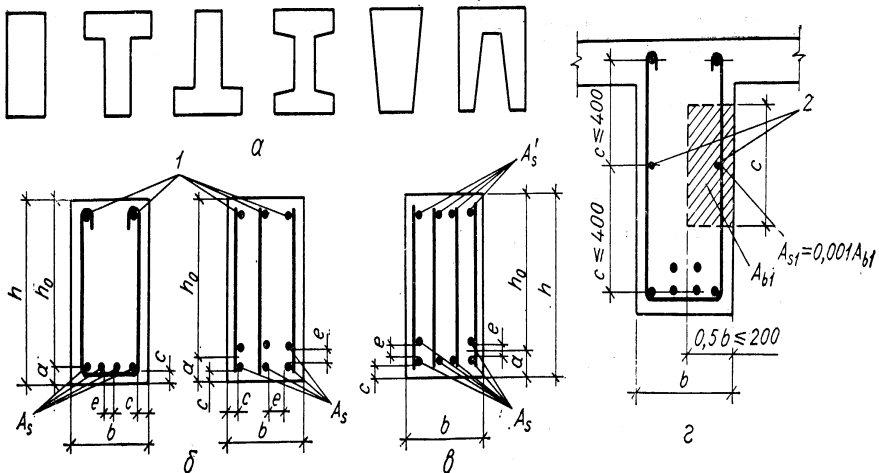


Рис. 5.2. Форми поперечного перерізу залізобетонних балок та їх армування:
 а – можливі форми перерізу; б – перерізи з однією арматурою;
 в – переріз з подвійною арматурою; г – до визначення площі додаткової арматури; 1 – монтажна арматура; 2 – додаткова арматура

Висота балок h залежить від їхньої конструкції та навантаження на них. З метою уніфікації висоту балок приймають кратною 50 мм, якщо вона не перевищує 600 мм, і 100 мм при більших розмірах. Ширину балок b приймають рівною 100, 120, 150, 180, 200, 220, 250 і далі кратною 50 мм.

Поздовжня робоча арматура розміщується в розтягнутій зоні поперечного перерізу балки в один, два, рідше в три ряди і більше (рис. 5.2, б та з). Таке армування називають одиничним. В разі недостатньої міцності бетону в стиснутій зоні, а також коли в перерізі діють моменти двох знаків, робочу арматуру встановлюють і в стиснутій зоні (переріз з подвійною арматурою, рис. 5.2, в).

Захисний шар бетону приймають для робочої поздовжньої арматури не меншим від найбільшого діаметра стержня і не меншим як 15 мм при $h \leq 250$ мм та 20 мм при $h > 250$ мм.

Для поперечної і конструктивної арматури захисний шар бетону має бути не меншим від діаметра стержня і не менш, як 10 мм при $h \leq 250$ мм та 15 мм при $h > 250$ мм.

Відстань у просвіті між стержнями (рис. 5.2, в) по ширині перерізу балки приймають не меншою за 25 мм для нижньої арматури та 30 мм для верхньої.

Відстань у просвіті між стержнями по висоті перерізу має бути не меншою від величини діаметра стержня і не менш, як 25 мм для нижньої арматури та 35 мм для верхньої.

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури в балках має бути не меншою як 0,05% площі перерізу бетону.

Балки армують зварними і в'язаними каркасами. У першому випадку окремі плоскі зварні каркаси об'єднують у просторовий каркас за допомогою горизонтальних стержнів, приварюваних через 1...1,5 м (рис. 5.3, а).

При ширині балки 150 мм і більше робочих стержнів у перерізі має бути не менш, як два, тобто повинно бути встановлено не менше, як два плоских каркаси.

Діаметр поперечних стержнів каркасів визначають розрахунком, але приймають не меншим від мінімального діаметра, встановленого з умов зварювання з поздовжньою арматурою

Крок поперечних стержнів також розраховують, проте у всіх випадках на припорних ділянках його приймають не більш як $0,5h$ і не більш, як 150 мм при $h \leq 450$ мм, а при $h > 450$ мм – не більш, як $1/3h$ і не більш як 500 мм. Між припорними ділянками хомути ставлять конструктивно з кроком не більш, як $3/4h$ і не більш, як 500 мм. Довжину припорних ділянок при рівномірному розподіленому навантаженні приймають рівною $1/4$ прольоту, а при зосередженому – відстані від опори до найближчого вантажу, але не менш від $1/4$ прольоту.

У балках та ребрах заввишки 150 мм і менше, а також у багатопорожнинних панелях заввишки до 300 мм поперечної арматури

можна не ставити, якщо її не вимагає розрахунок. У решті випадків поперечна арматура обов'язкова.

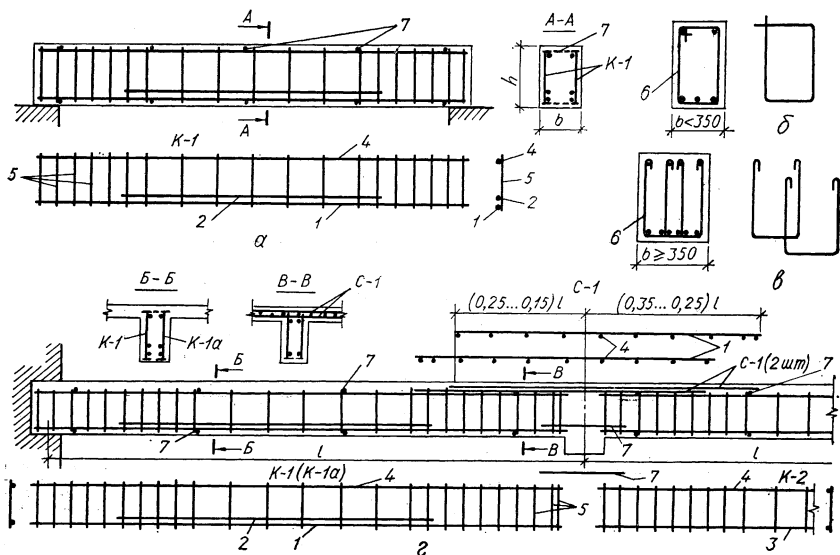


Рис. 5.3. Арматування залізобетонних балок: *а* – армування однопрольотних балок, що вільно лежать, зварними каркасами; *б* – закриті двозрізні хомути; *в* – те саме, відкриті чотиризрізні; *г* – армування нерозрізної багатопрольотної балки зварними каркасами і сітками; 1...3 – поздовжня робоча арматура; 5 – поперечні стержні; 6 – хомути; 7 – сполучні стержні

У разі армування в'язаними каркасами (рис. 5.3, *б*) частину поздовжньої арматури відгинають на опорі, щоб збільшити міцність нахилених перерізів.

Нахилені стержні ставлять під кутом 45° до поздовжньої осі балки. У високих балках ($h > 800$ мм) кут нахилу збільшується до 60° , а в низьких балках і під дією значних зосереджених сил зменшується до 30° . Застосування відігнутої арматури дає можливість значно зменшити кількість поперечної арматури.

Окремі стержні об'єднують в каркас за допомогою хомутів. Хомути бувають закриті (рис. 5.3, *б*) та відкриті (рис. 5.3, *в*). При $b > 350$ мм хомути роблять чотиризрізними (чотиривітковими) (рис. 5.3, *в*), а при меншій ширині – двозрізними (рис. 5.3, *б*).

Діаметр хомутів у балках заввишки до 800 мм має бути не меншим як 6 мм, а при $h > 800$ мм – не меншим як 8 мм. Виготовляють хомути із сталей класів А240С та Вр-І. Значно рідше застосовують сталь класу А400С. У балках прямокутного перерізу застосовують закриті хомути, а при тавровому

перерізі з полицею в стиснутій зоні – відкриті. Відстань між хомутами і довжину приопорних ділянок встановлюють так само, як і у випадку армування балок зварними каркасами.

При висоті балок понад 700 мм біля бічних граней ставлять поздовжні конструктивні стержні з відстанню між ними по висоті не більш як 400 мм. Площу перерізу цих стержнів приймають не менш як 0,1% площі перерізу бетону з розмірами, що дорівнює по висоті елемента – відстані між цими стержнями; по ширині елемента – половині ширини ребра елемента, але не більш як 200 мм (рис. 5.2, з).

На рис. 5.3, з показано армування нерозрізної другорядної балки монолітного перекриття. Поздовжню арматуру встановлюють відповідно до епюри згинальних моментів у прольотах – внизу, а на опорах – угорі.

5.1.3. Конструктивні особливості попередньо напружених конструкцій

У попередньо напружених елементах, що працюють на згинання, арматуру розташовують також відповідно до епюри згинальних моментів і поперечних сил від зовнішнього навантаження. Застосування криволінійної попередньо напружуваної арматури (рис. 5.4, а) з відгинанням частини робочої арматури поблизу опор значно підвищує міцність і тріщиностійкість нахилених перерізів. У разі виготовлення конструкції з натягуванням арматури на упори також можна відігнути частину напружуваних стержнів за допомогою огинальних пристроїв (рис. 5.4, з).

Проте таке армування не технологічне при виготовленні конструкції у заводських умовах, а тому більш поширені конструкції з прямолінійним розташуванням попередньо напружуваної арматури (рис. 5.4, б).

Для забезпечення тріщиностійкості стиснутої від навантаження зони під час обтискання арматурою розтягнутої, в першій встановлюють (якщо це необхідно) також попередньо напружувану арматуру в кількості 15...25% від площі розтягнутої попередньо напруженої арматури.

Для елементів, що працюють на згинання, у разі застосування арматури А600...А1000 досить ефективним є мішане армування. У цьому випадку частину високоміцної арматури попередньо не напружують, що дає можливість розташувати її відповідно до епюри згинальних моментів, тобто обривати на ділянках, де вона не потрібна за розрахунком (рис. 5.4, д). За рахунок цього знижується витрата сталі на армування елемента.

Двотавровий переріз найраціональніший для попередньо напружених елементів, що працюють на згинання. Розширення нижньої полиці пояснюється потребою розмістити напружувану арматуру і забезпечити міцність перерізу під час передавання попереднього напруження з арматури на бетон.

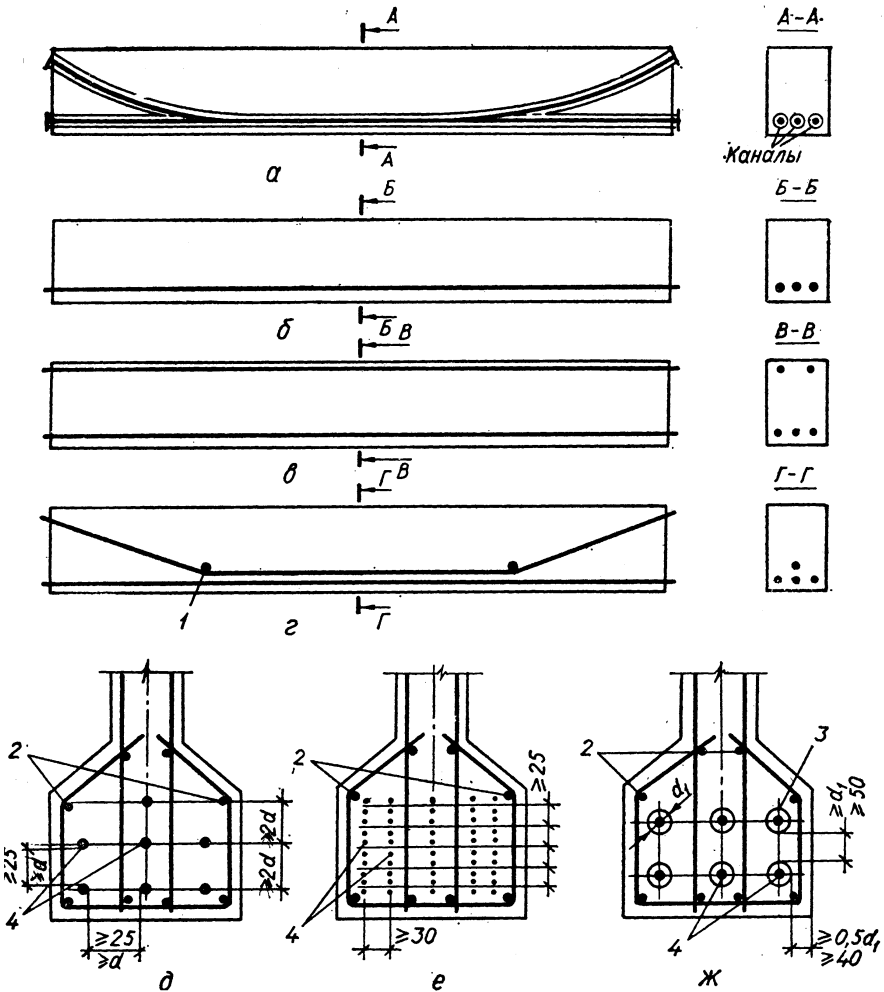


Рис. 5.4. Армування поперечно напружених балок напруженою арматурою: *а* – у разі натягування на бетон; *б* – у разі натягування на упори одиночної арматури; *в* – те саме, подвійної; *г* – те саме, з відгином частини арматури біля опор; *д* – розташування арматури в розтягнутій зоні перерізу в разі армування поперечно напруженого елемента стержнями періодичного профілю або канатами; *е* – те саме, дротом; *ж* – те саме, пучками або стержнями при розташуванні арматури в каналах; 1 – обвідний пристрій; 2 – ненапружена арматура; 3 – канали; 4 – поперечно напружена арматура

Захисний шар бетону і відстань між поперечно напруженими стержнями в конструкціях з натягуванням арматури на упори по довжині їх

прольоту приймають такими ж, як і у елементах без попереднього напружування (рис. 5.4 *д, е та ж*). Для натягування арматури на бетон відстань від поверхні елемента до внутрішньої поверхні каналу приймають не менш як 40 мм і не менше від величини діаметра каналу, а відстань у просвіті між каналами – не менше від величини його діаметра і не менш як 50 мм (рис. 5.4, *ж*).

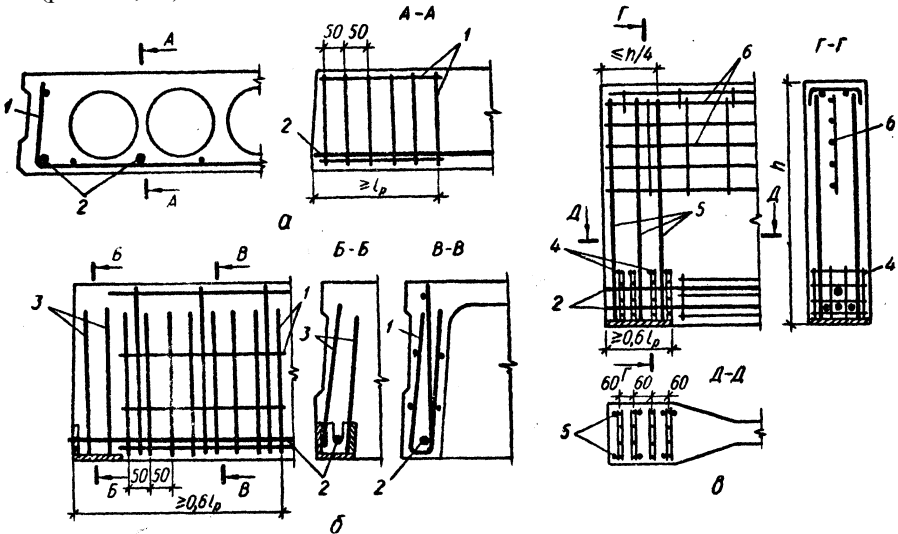


Рис. 5.5. Арматура кінців попередньо напружених плит та балок:
а – багатопорожнинного настилу; *б* – ребристої плити перекриття;
в – попередньо напруженої балки; 1 – зварна сітка; 2 – попередньо напружена арматура; 3 – анкерні стержні закладної деталі; 4 – зварні сітки-гребінки; 5 – додаткова поперечна арматура на порі; 6 – зварна сітка на довжині $l=2h$

У попередньо напружених балках та плитах важливе значення має конструювання приопорних ділянок у зоні передавання зусилля попереднього напружування, де в момент передавання зусилля з арматури на бетон виникають значні місцеві стискувальні і розтягувальні напруження, що призводить до появи горизонтальних тріщин. Тому ці ділянки підсилюють, збільшуючи розміри перерізу на опорах, потовщуючи захисний шар бетону, а також встановлюючи додаткову поперечну попередньо напружену або ненапружену арматуру (рис. 5.5). Товщину захисного шару біля кінців попередньо напружених елементів приймають не менш, як 40 мм для стержневої арматури і 20 мм для арматурних канатів.

5.2. Розрахунок елементів довільного симетричного профілю

Можливі два випадки руйнування залізобетонної однопролітної балки, що вільно лежить на двох опорах і завантажена двома симетричними зосередженими силами (рис. 5.6): за перерізом *A-A*, нормальним до осі елемента у зоні чистого згину від дії згинального моменту M , і за перерізом *Б-Б*, нахиленим до осі елемента, де одночасно діють згинальний момент M та поперечна сила Q .

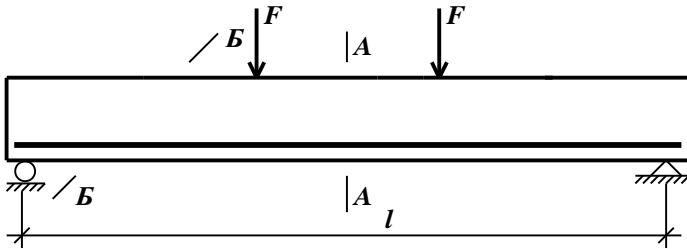


Рис. 5.6. До розрахунку на міцність згинальних елементів довільного симетричного профілю: схема навантаження залізобетонного елемента; А-А – нормальний переріз; Б-Б – нахилений до осі переріз

Відповідно до цього, розрахунок на міцність елементів, що працюють на згинання, виконують окремо для перерізів, нормальних і нахилених до поздовжньої осі елемента.

В основу розрахунку на міцність нормальних перерізів елементів, що працюють на згинання, покладено III стадію напружено деформованого стану під час згинання – стадію руйнування. Як відомо, руйнування елемента може початися із розтягнутої (1-ий випадок; характер руйнування пластичний) або зі стиснутої (2-ий випадок; характер руйнування крихкий) зон.

Міцність елементів, що працюють на згинання, перевіряють, розглядаючи напружено деформований стан перерізу, що руйнується за 1-м випадком. Опір бетону на стиск f_{cd} приймають як рівномірно розподілений по усій висоті стиснутої зони (прямокутна епюра напружень). Роботу бетону в розтягнутій зоні не враховують. Напруження в розтягнутій арматурі приймають рівними розрахунковому опору арматури на розтяг f_y .

Розрахунок нормальних перерізів згинальних елементів здійснюють для визначення площі перерізу робочої арматури за умови, що відомі всі інші параметри – клас бетону, клас арматури, розміри перерізу, згинальний момент (або розрахункова схема згинального елемента, включаючи зовнішнє навантаження). Результатом розрахунку стане A_s – площа поперечного

перерізу розтягнутої поздовжньої арматури, а за необхідності (при $x > x_R$) й A'_s – площа поперечного перерізу поздовжньої арматури у стиснутій зоні перерізу (таке армування називають подвійним). При подвійному армуванні (рис. 5.7, б) всі зусилля у стиснутій частині перерізу сприймає бетон разом з арматурою S' .

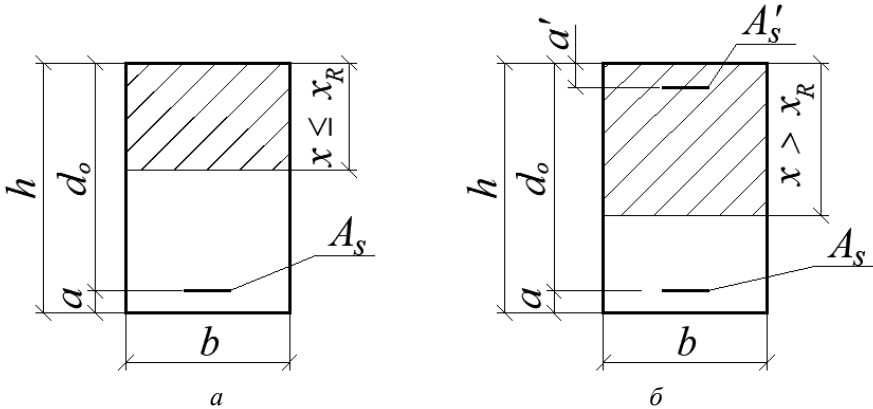


Рис. 5.7. Випадки армування нормальних перерізів згинальних елементів:
 a – з одиночною арматурою; $б$ – з подвійною арматурою

Якщо арматура S' з площею поперечного перерізу A'_s за розрахунком не потрібна і ставиться за конструктивними міркуваннями (за мінімальним відсотком армування), то таке армування називають одиночним (рис. 5.7, а). У цьому випадку всі зусилля у стиснутій зоні перерізу повинен сприймати бетон.

Часто доводиться визначати несучу здатність (перевіряти міцність) згинальних елементів за умови, коли відомі абсолютно усі параметри перерізів – тоді виконують так званий перевірочний розрахунок.

5.3. Розрахунок прямокутних згинальних елементів на міцність

Розрахунковий момент M від зовнішніх навантажень, що діє в перерізі з одиночним армуванням (рис. 5.8), врівноважується моментом внутрішніх зусиль, визначеним відносно центру ваги арматури:

$$M = F_c \cdot z = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5\lambda x). \quad (5.1)$$

Зважаючи на те, що $x = \xi \cdot d_0$, а коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$M = b \cdot 0,8 \cdot \xi d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \xi d_0) = b d_0^2 f_{cd} \cdot 0,8 \xi (1 - 0,4 \xi). \quad (5.2)$$

Якщо позначити вираз $0,8 \xi (1 - 0,4 \xi) = \alpha_m$, то $M = b d_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_m$,

звідки

$$\alpha_m = \frac{M}{b d_0^2 f_{cd}}. \quad (5.3)$$

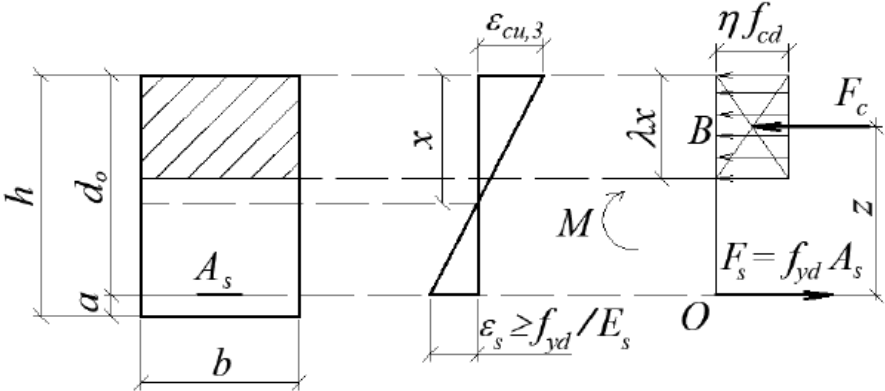


Рис. 5.8. Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з одиничним армуванням

Площу розтягнутої арматури визначають з умови рівноваги моменту від зовнішнього навантаження і моменту усіх внутрішніх сил відносно точки B , де прикладена рівнодійна стискуючих напружень у стиснутій зоні перерізу:

$$M = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x). \quad (5.4)$$

Оскільки $x = \xi d_0$, $\lambda = 0,8$, то

$$M = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \xi d_0) = A_s f_{yd} \zeta d_0. \quad (5.5)$$

Тут позначено $\zeta = 1 - 0,4 \xi$. Площу арматури знаходять з виразу:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \zeta d_0}. \quad (5.6)$$

Коефіцієнти α_m та ζ зв'язані між собою через відносну висоту стиснутої зони бетону. Отже, при відомій величині одного з цих коефіцієнтів, можна легко визначити два інших коефіцієнти (додаток 4).

Обмеження для площі поперечного перерізу розтягнутої арматури [2, п.8.2.1]:

$$\rho_{max} = \frac{A_s}{bd_0} 100 \leq 4\%; \quad A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} bd_0; \quad \rho_{s,min} = 0,13\%.$$

(5.7)

Про необхідність встановлення робочої арматури у стиснутій частині перерізу можна впевнитись з виконання нерівності $\xi > \xi_R$ або $x > x_R$.

У стиснутій зоні бетон сприймає зусилля $F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$.

Зусилля, які сприймає арматура стиснутої зони: $F'_s = f'_{yd} A'_s$.

В розтягнутій зоні працює лише арматура, зусилля в якій становлять: $F_s = f_{yd} A_s$.

Розрахунковий момент M від зовнішніх навантажень, який виникає в перерізі з одиничним армуванням, було врівноважено моментом внутрішніх зусиль, визначеним відносно центру ваги арматури за формулою:

$$M = F_c \cdot z = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x). \quad (5.8)$$

За цією ж формулою визначають граничний момент M_R за умови, що $x = x_R$:

$$M_R = b \cdot \lambda \cdot x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x_R). \quad (5.9)$$

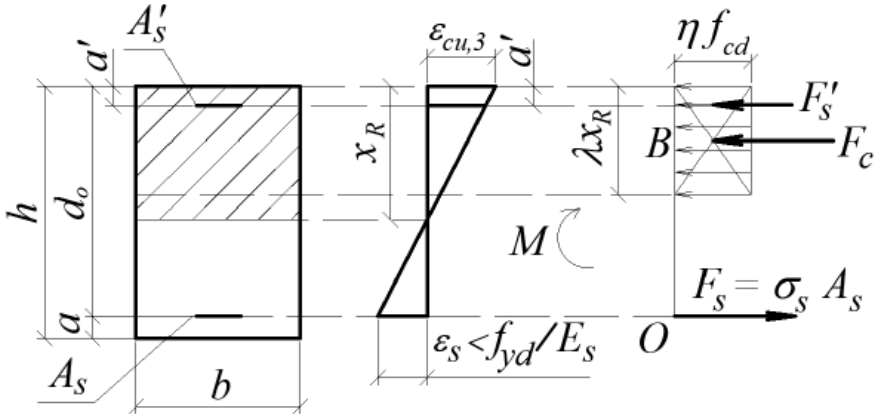


Рис. 5.9. Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з подвійним армуванням

Зважаючи на те, що $x = \xi \cdot d_0$, $x_R = \xi_R \cdot d_0$, коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$M_R = b \cdot 0,8 \cdot \xi_R d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \xi_R d_0) = b d_0^2 f_{cd} \cdot 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R).$$

Якщо позначити вираз $0,8\xi_R(1-0,4\xi_R) = \alpha_R$, то

$$M_R = bd_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R. \quad (5.10)$$

Несучу здатність перерізу з подвійним армуванням визначають за формулою:

$$M = M_R + F_s'(d_0 - a') = M_R + f'_{yd} A_s'(d_0 - a'). \quad (5.11)$$

Звідки площа перерізу арматури стиснутої зони становить:

$$A_s' = \frac{M - M_R}{f'_{yd}(d_0 - a')} = \frac{M - \alpha_R f_{cd} b d_0^2}{f'_{yd}(d_0 - a')}. \quad (5.12)$$

Площу поперечного перерізу розтягнутої арматури знаходять з умови рівноваги усіх внутрішніх сил у перерізі (рис.5.9):

$$F_s = F_C + F_s'. \quad (5.13)$$

Якщо підставити значення зусиль, то отримаємо:

$$A_s f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_s' f'_{yd}. \quad (5.14)$$

З урахуванням $x_R = \xi_R \cdot d_0$, $\lambda = 0,8$, $\eta = 1$, отримаємо:

$$A_s f_{yd} = 0,8\xi_R b d_0 f_{cd} + A_s' f'_{yd}, \quad (5.15)$$

звідки

$$A_s = 0,8\xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A_s' \frac{f'_{yd}}{f_{yd}}. \quad (5.16)$$

5.4. Розрахунок згинальних елементів таврового профілю

При розрахунку згинальних елементів на міцність досить часто доводиться дійсний складний переріз (коробчастий, з круглими порожнинами, з овальними порожнинами, П-подібний тощо) зводити до спрощеного еквівалентного розрахункового, який найчастіше має форму тавра з полицею у стиснутій зоні або двотавра.

Розрахунковий тавровий профіль мають також елементи монолітного ребристого балкового перекриття: головні та другорядні балки, що працюють спільно з плитою, яка на них опирається і монолітно зв'язана.

Відстань між балками-ребрами може бути досить значна, тому не вся ширина стиснутої полиці тавра може включатися у роботу, а лише її робоча частина (рис.5.10), яку називають ефективною b_{eff} .

У таврових балках робоча ширина полиці [1, п. 5.3.2.1], яка враховується у розрахунках, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов опирання, поперечної арматури. Робочу ширину полиці необхідно враховувати на відстані l_0 між точками балки з

нульовими моментами, які можна приблизно визначити за рис. 5.11.

Робочу ширину полиці b_{eff} балки таврового профілю визначають за формулою:

$$b_{eff} = \sum b_{eff, i} + b_w, \quad (5.17)$$

за таких умов: $l_3 \leq 0,5l_2$; $l_1 : l_2 : l_3 = 0,6 \dots 1,5$,

де $b_{eff, i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$; $b_{eff, i} \leq b_i$.

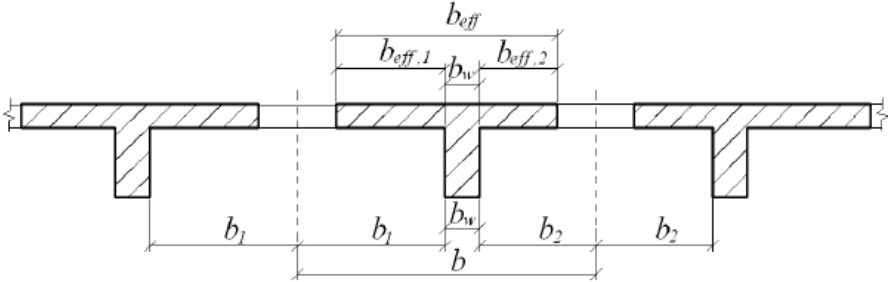


Рис. 5.10. Характеристики робочої ширини полиці

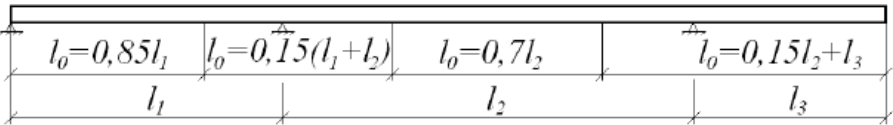


Рис. 5.11. До визначення відстані l_0

Кожного разу, розпочинаючи розрахунок нормальних перерізів таврових профілів, визначають, де проходить нейтральна вісь: у полиці тавра, чи у ребрі (рис. 5.12).

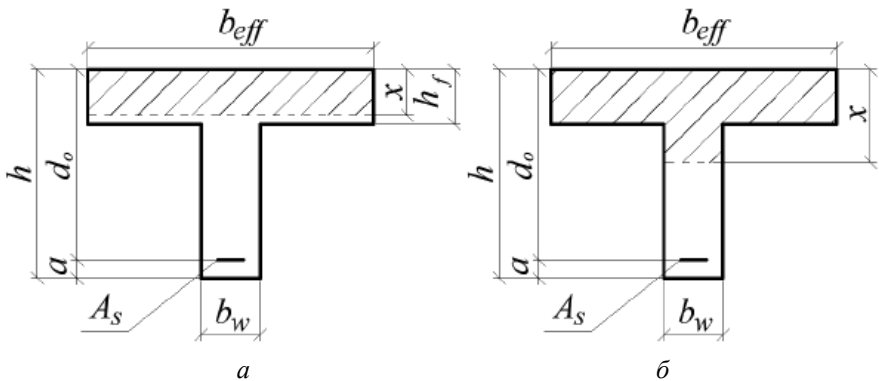


Рис. 5.12. Положення нейтральної осі в перерізах таврового профілю: a – нейтральні вісь у межах полиці тавра; $б$ – нейтральна вісь у ребрі

Положення нейтральної осі визначають залежно від вихідних даних для розрахунку. Якщо відоме армування перерізу, то порівнюють зусилля, яке сприймає повністю стиснута полиця тавра і зусилля у розтягнутій арматурі:

- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$ нейтральна вісь в межах полиці тавра – $x \leq h_f$ і розрахунок виконують як прямокутного профілю шириною b_{eff} ;
- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$ нейтральна вісь перетинає ребро – $x > h_f$ і розрахунок виконують як таврового профілю.

При проектуванні перерізу за відомим згинальним моментом елемента положення нейтральної осі визначають, порівнюючи розрахунковий згинальний момент M з моментом M_f , який може сприйняти полиця тавра, вважаючи її цілком стиснутою при $x = h_f$ (момент M_f записано відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури):

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5h_f). \quad (5.18)$$

Якщо $M \leq M_f$, то $x \leq h_f$ і нейтральна вісь знаходиться у полиці. Розрахунок ведуть як елемента прямокутного профілю.

Коли ж умова не виконується, тобто $M > M_f$, то нейтральна вісь проходить у ребрі. У цьому випадку тавровий переріз розбивають на два прямокутних блоки (рис. 5.13).

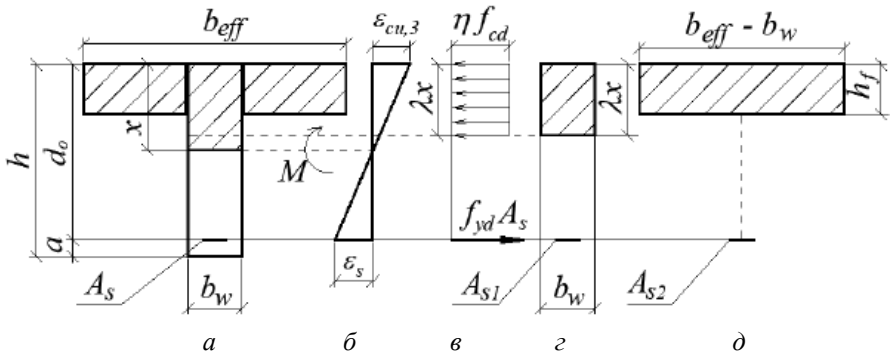


Рис. 5.13. До розрахунку елементів таврового профілю:

a – переріз елемента; b – епюра деформацій; $в$ – зусилля та напруження у перерізі; $г$ – блок ребра перерізу; $д$ – блок полиці

Площа арматури у розтягнутій зоні становить $A_s = A_{s1} + A_{s2}$. Кожен блок разом з відповідною арматурою A_{s1} та A_{s2} сприймає момент M_1 та M_2 , а разом $M = M_1 + M_2$.

Момент M_2 , який сприймає блок полиці (рис.5.13, $д$), завжди відомий, його визначають за формулою:

$$M_2 = (b_{eff} - b_w) \cdot h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f). \quad (5.19)$$

Вираз для визначення M_2 дуже подібний до виразу M_f , тому можна підставити M_f в M_2 і отримаємо:

$$M_2 = M_f \frac{b_{eff} - b_w}{b_{eff}}. \quad (5.20)$$

Необхідна кількість арматури блока ребра перерізу A_{s1} обчислюється:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d_0}. \quad (5.21)$$

Необхідну кількість арматури блока полиці A_{s2} визначають з умови:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d_0 - 0,5h_f) f_{yd}}. \quad (5.22)$$

Площа всієї арматури розтягнутої зони становить:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d_0} + \frac{M_2}{(d_0 - 0,5h_f) f_{yd}}. \quad (5.23)$$

Момент M_1 , який сприймає блок ребра (рис.5.13, з), становить:

$$M_1 = M - M_2. \quad (5.24)$$

Якщо $0,8x < h_f$, то приймають $0,8x_R = h_f$, $z_R = d - 0,5h_f$ і площу арматури A_s визначають за алгоритмом №1, як для прямокутного профілю шириною b_{eff} .

5.5. Визначення несучої здатності нормальних перерізів

Визначення несучої здатності перерізів, нормальних до поздовжньої осі, згинальних елементів (перевірочна задача) стає необхідним, коли треба визначити спроможність конструкції сприймати розрахункові навантаження. Обов'язковою умовою рішення такої задачі є наявність усіх характеристик перерізу: класу бетону і арматури, а отже їх фізико-механічних властивостей, геометричних параметрів, включаючи армування конструкції.

На цей час існує два методи рішення такої задачі:

- метод, який не використовує деформаційні залежності і ґрунтується на обчисленні внутрішнього моменту пари сил, які виникли в стиснутій зоні бетону і розтягнутій арматурі при досягненні перерізом граничного стану. Цей спрощений метод покладений в основу норм більшості країн Європи і є основою норм США (ACI-318.2005) та технічної літератури. Відповідно до такого підходу, міцність нормального перерізу до поздовжньої осі елемента довільного профілю вважається забезпеченою, якщо виконується нерівність

$$M < M_u, \quad (5.25)$$

де M – розрахунковий момент в перерізі від зовнішніх навантажень;

M_u – несуча здатність перерізу.

- метод, що використовує деформаційні залежності (нелінійно-деформаційна методика), в якому за критерій вичерпання несучої здатності приймають (п. 4.1 [2]):

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

2) руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} , див п.п.3.1.4 та 3.1.7 [1]), або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{sd} .

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає в тому, що враховує приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

В п. 4.1 ДСТУ В.Б.2.6-156:2010 [2] наведені необхідні передумови для визначення несучої здатності залізобетонних згинальних елементів:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі (або приріст деформацій у попередньо напруженій арматурі) однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграми рис. 3.1, а в арматурі – рис. 3.2, при цьому для звичайної і напруженої арматури при деформаціях $\epsilon \geq \epsilon_{si}$ напруження $\sigma = 0$, вважається, що стався розрив арматури; при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються початкові деформації цієї арматури; роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при деформаціях $\epsilon_i \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати значення $\epsilon_{cu} = -2f_{ctm} / E_{ck}$.

5.5.1. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів за умови

$x \leq x_R$, а також таврових з полицею в стиснутій зоні при $x \leq h_f$

При відомих параметрах перерізу – площі розтягнутої арматури, розмірах перерізу та характеристик матеріалів, несучу здатність перерізу з одиничними армуванням визначають з умови рівноваги моменту від

зовнішнього навантаження і моменту усіх внутрішніх сил відносно точки, де прикладена рівнодійна стискуючих напружень у стиснутій зоні перерізу (рис. 5.14):

$$M_u = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x). \quad (5.26)$$

У наведеній формулі $z = d_0 - 0,5 \lambda x$, звідки $\lambda x = 2(d_0 - z)$.

Враховуючи

$$M_u = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x) = A_s f_{yd} \zeta d_0, \quad (5.27)$$

де $z = \zeta d_0$, отримаємо

$$\lambda x = 2(d_0 - \zeta d_0) = 2d_0(1 - \zeta). \quad (5.28)$$

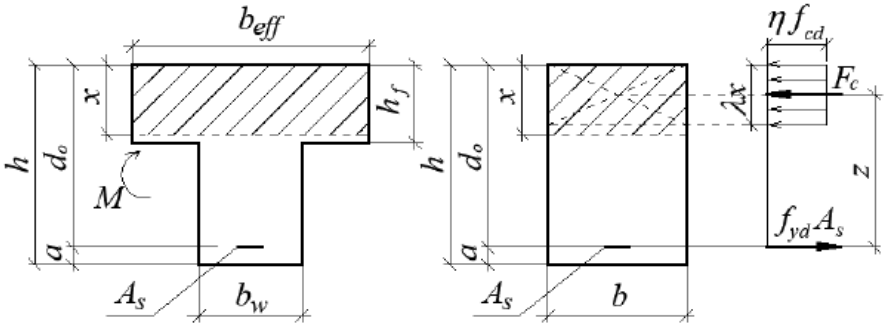


Рис. 5.14. До розрахунку несучої здатності елементів таврового (а) та прямокутного (б) профілю з одиничним армуванням при $x \leq h_f$ та $x \leq x_R$, відповідно

У перерізі згинального залізобетонного елемента виникає внутрішня пара сил: у розтягнутій арматурі виникає сила $F_s = A_s f_{yd}$, а в стиснутому бетоні виникає зусилля $F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$. Умова рівноваги на вісь елемента: $\Sigma X = 0$, що для даного випадку запишеться:

$$A_s f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}, \quad (5.29)$$

звідки

$$\lambda x = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}. \quad (5.30)$$

Оскільки $\lambda x = 2d_0(1 - \zeta)$ і $\lambda x = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$, то можна їх порівняти:

$$2d_0(1 - \zeta) = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}, \quad (5.31)$$

звідки

$$\zeta = 1 - \frac{A_s f_{yd}}{b \eta f_{cd} 2d_0} = 1 - 0,5 \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}}, \quad (5.32)$$

де $\eta = 1$; ρ - коефіцієнт армування, для прямокутних перерізів він становить $\rho = \frac{A_s}{bd_0}$, а $\rho = \rho_{eff} = \frac{A_s}{b_{eff} d_0}$ - для перерізів таврових з полицею в стиснутій зоні шириною b_{eff} при $x \leq h_f$ та одиничному армуванні.

5.5.2. Визначення несучої здатності таврових перерізів при $x > h_f$

Умова $x > h_f$ виникає тоді, коли (за умовою рівноваги)

$$b_{eff} \cdot h_f \cdot \eta \cdot f_{cd} < A_s f_{yd}, \quad (5.33)$$

а нейтральна вісь перетинає ребро перерізу (рис. 5.15).

Стиснуту частину таврового перерізу поділено на два блоки: частину ребра висотою λx та частину полиці шириною $b_{eff} - b_w$.

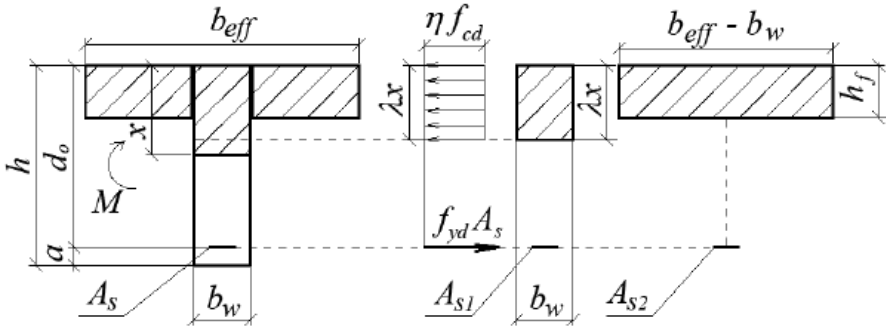


Рис. 5.15. До розрахунку несучої здатності елементів таврового профілю з одиничним армуванням при $x > h_f$

Можна записати умову міцності елемента відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури:

$$M_u = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right]. \quad (5.34)$$

З умови рівноваги на вісь елемента $\Sigma X = 0$ відомо, що стиск в обох блоках перерізу врівноважується зусиллями у розтягнутій арматурі:

$$A_s f_{yd} = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x + (b_{eff} - b_w) h_f \right]. \quad (5.35)$$

З цієї умови можна визначити невідому висоту стиснутої зони x :

$$\lambda x = \frac{A_s f_{yd} - (b_{eff} - b_w) h_f \eta f_{cd}}{\eta f_{cd} b_w} = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w}. \quad (5.36)$$

$$\text{Якщо виявиться, що } x \leq x_R, \text{ тобто, } \lambda x \leq \lambda \xi_R d_0, \quad (5.37)$$

то це означає, що переріз не переармований, а несучу здатність таврового перерізу слід визначати з умови міцності після підстановки в неї отриманого значення λx .

5.5.3. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів з подвійним армуванням

Якщо відоме армування елемента, то перш за все необхідно встановити, чи арматура стиснутої зони дійсно потрібна за розрахунком і чи вона є робочою, а не конструктивною. Для цього потрібно з умови рівноваги (рис. 5.16) визначити відносну висоту стиснутої зони бетону але без урахування стиснутої арматури:

$$\Sigma X = 0; \quad F_s = F_c; \quad F_s = f_{yd} A_s; \quad F_c = \lambda x b \eta f_{cd} = 0,8 x b f_{cd}; \quad x = \xi d_0; \\ f_{yd} A_s = 0,8 \xi d_0 b f_{cd}, \quad (5.38)$$

$$\text{звідки} \quad \xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0}. \quad (5.39)$$

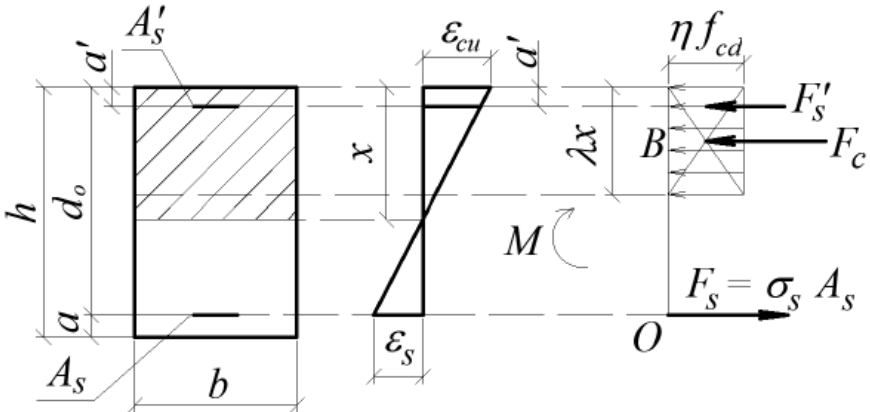


Рис. 5.16. До розрахунку несучої здатності елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням

Якщо $\xi > \xi_R$, то переріз дійсно заармовано так, що у стиснутій зоні встановлено робочу поздовжню арматуру.

Відповідно до рис. 5.16 запишемо умову рівноваги (тепер уже з урахуванням арматури стиснутої зони):

$$\Sigma X = 0; \quad F_s = F'_s + F_c; \quad \sigma_s A_s = f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}, \quad (5.40)$$

звідки

$$\sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s}. \quad (5.41)$$

Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s \leq f_{yd}$, то кількість цієї арматури достатня і несучу здатність елемента прямокутного профілю з подвійним армуванням визначають з умови міцності, записаної відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури (рис. 5.16):

$$M_u = b \cdot \lambda x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x_R) + A'_s f'_{yd} (d_0 - a'). \quad (5.42)$$

Зважаючи на те, що $x_R = \xi_R \cdot d_0$, коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$M_u = b \cdot 0,8 \xi_R \cdot d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \xi_R d_0) + A'_s f'_{yd} (d_0 - a') \quad (5.43)$$

або, якщо позначити вираз $0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) = \alpha_R$:

$$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a'). \quad (5.44)$$

Якщо при розрахунку виявиться, що напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s > f_{yd}$, то цієї арматури недостатньо, міцність перерізу не забезпечена.

У цьому випадку визначають кількість розтягнутої арматури, що є парою до стиснутого бетону:

$$A_{sI} = \frac{0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (5.45)$$

При цьому $(A_s - A_{sI}) < A'_s$, тобто стиснута арматура недовантажена.

Несуча здатність перерізу елемента:

$$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + (A_s - A_{sI}) f'_{yd} (d_0 - a'). \quad (5.46)$$

5.6. Розрахунок елементів двотаврового та коробчатого профілів

Такі перерізи розраховують на міцність без урахування розтягнутого бетону. Елементи двотаврового профілю розраховують аналогічно до таврових перерізів. При цьому розрахунковою є вся арматура, розміщена в розтягнутій зоні.

Коробчастий переріз зводять до еквівалентного двотаврового з шириною ребра b , яка дорівнює сумі розмірів усіх ребер Σb_i , і висотою, що дорівнює висоті профілю. Отже, і коробчасті перерізи розраховують на міцність, як таврові з полицею у стиснутій зоні без урахування розтягнутого бетону. При цьому розрахунковою є також вся поздовжня арматура, розміщена в розтягнутій зоні.

Контрольні запитання

1. Яку конструкцію можна назвати плитою? балкою?
2. Яка мінімальна товщина плит? З яких умов її вибирають?
3. Як армують монолітні плити?
4. Яких перерізів бувають балки? Як вибирають їх висоту та ширину (інші розміри)?
5. Яке армування балок називають одиничним? Як при цьому розміщують арматуру в поперечному перерізі?
6. Викресліть та поясніть армування прямокутного перерізу з подвійною арматурою.
7. Яку приймають відстань між стержнями по ширині та висоті перерізу балки?
8. Який мінімальний відсоток армування балок? Від чого він залежить?
9. Покажіть схему армування балки зварними каркасами. Поясніть її.
10. Як визначають діаметр та крок поперечних стержнів у зварних каркасах?
11. У яких випадках поперечну арматуру в балках можна не ставити?
12. Опишіть армування балок в'язаними каркасами. Покажіть схему армування.
13. Як вибирають діаметр та крок хомутів у в'язаних каркасах для армування балок?
14. За яким принципом встановлюють поздовжню арматуру в елементах, що працюють на згинання?
15. Охарактеризуйте застосування криволінійної попередньо напруженої арматури.
16. У яких випадках застосовують змішане армування конструкцій? Які переваги має це армування?
17. Який переріз найраціональніший для попередньо напружених залізобетонних конструкцій, що працюють на згинання? Чому?
18. Як конструюють припорні ділянки попередньо напружених залізобетонних конструкцій?
19. Чому для елементів, що працюють на згинання, виконують розрахунки на міцність за нормальними та нахиленими перерізами?
20. Викресліть схему зусиль при розрахунку на міцність за нормальними перерізами елементів будь-якого симетричного профілю, що працюють на згинання.
21. Покажіть на рисунку розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з одиничним армуванням.
22. Як розраховують на міцність за нормальними перерізами елементи прямокутного профілю з одиничною арматурою, що працюють на згинання?

23. *Покажіть на рисунку розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з подвійним армуванням.*
24. *Як розраховують на міцність за нормальними перерізами елементи прямокутного профілю з подвійним армуванням, що працюють на згинання?*
25. *Яка ширина стиснутої полиці тавра може включатися у роботу?*
26. *З яких умов визначають положення нейтральної осі в елементах таврового профілю?*
27. *Як розраховують на міцність за нормальними перерізами елементи таврового профілю, що працюють на згинання?*
28. *Які особливості розрахунку елементів таврового профілю, якщо нейтральна вісь проходить у ребрі?*
29. *Які вихідні дані потрібні, щоб встановити несучу здатність згинального елемента?*
30. *Як визначити несучу здатність елементів прямокутних перерізів за умови $x \leq x_R$?*
31. *Як визначити несучу здатність елементів таврових профілів з нейтральною віссю у полиці?*
32. *Як визначити несучу здатність елементів таврових профілів з нейтральною віссю у ребрі?*
33. *Як визначити несучу здатність елементів прямокутних перерізів з подвійним армуванням ?*
34. *Як розраховують на міцність за нормальними перерізами елементи двотаврового та коробчастого профілів, що працюють на згинання?*

5.7. Розрахунок за міцністю похилих перерізів згинальних елементів

Розрахунок похилих перерізів згинальних елементів здійснюють на основі загальної деформаційної моделі з метою визначення необхідності встановлення поперечної арматури або для визначення кроку та діаметра робочої поперечної арматури.

Опір похилого перерізу залізобетонного елемента спільній дії згинального моменту та поперечної сили визначають з умов рівноваги, спільних деформацій та діаграми деформування бетону з урахуванням плоского напруженого стану. Критерієм вичерпання несучої здатності похилого перерізу є досягнення деформаціями стиснутого бетону над похилою тріщиною в напрямку головних стискуючих напружень граничних значень.

Опір похилого перерізу з поперечним армуванням V_{Rd} визначається із застосуванням таких величин [1, п. 6.2]:

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон) – розрахункова величина опору

бетону зсуву;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на межі текучості;

$V_{Rd,max}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз, обмежене руйнуванням умовної стиснутої смуги;

V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили у певному перерізі (рис. 5.17) від дії зовнішнього навантаження і попереднього напруження, якщо таке є.

Для елементів з похилими поясами додатково вводять величини:

V_{cdd} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля стиску за наявності похилих стиснутих поясів;

V_{td} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля у розтягнутій арматурі за наявності похилих розтягнутих поясів.

Якщо виконується умова

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (5.47)$$

то це означає, що лише **бетонний** переріз цілком сприймає внутрішні поперечні зусилля і абсолютно нема потреби ставити поперечну арматуру за розрахунком.

У цьому випадку повинна бути встановлена мінімальна кількість поперечної арматури за мінімальним відсотком поперечного армування [1, (6.2)]:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (5.48)$$

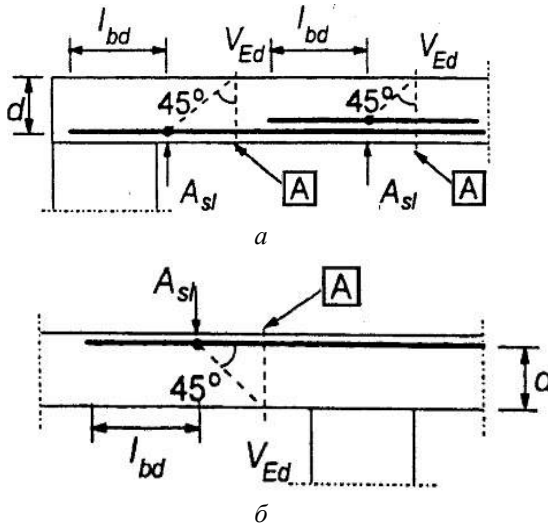


Рис. 5.17. До розрахунку похилих перерізів: *a* – за умови вільного опирання; *б* – для проміжних опор нерозрізних балок

Розрахункову величину опору зсуву бетону ребра перерізу $V_{Rd,c}$ визначають за умовою [2, п. 4.6.2]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_I \sigma_{cp}] b_w d_0 \geq (V_{\min} + k_I \sigma_{cp}) b_w d_0, \quad (5.49)$$

де $C_{Rd,c}$ – рекомендується приймати рівним $0,18/\gamma_c$;

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа;

k – емпіричний коефіцієнт, $k = 1 + \sqrt{200/d_0} \leq 2,0$, тут d в мм;

ρ_l – коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою A_{sl} у перерізі, де визначають силу V_{Ed} , (рис. 5.17);

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) \leq 0,02; \quad (5.50)$$

A_{sl} – площа розтягнутої поздовжньої арматури, яка подовжується на відстань $\geq (l_{bd} + d_0)$ за переріз, що розглядається (рис.6.1);

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні;

σ_{cp} – середнє напруження від обтиску перерізу поздовжньою силою N від зовнішніх навантажень або силою натягу P попередньо напруженої арматури, МПа, $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$; якщо

попередній натяг арматури відсутній конструкція зі звичайним армуванням, то $\sigma_{cp} = 0$;

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н ($N_{Ed} > 0$ при стиску). Впливом прикладених деформацій на N_{Ed} можна знехтувати;

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_I – коефіцієнт, $k_I = 0,15$; $V_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$.

Якщо згинальний елемент без попередньо напруженої арматури і поздовжня сила N відсутня, то наведена формула дещо спрощується, тому поперечна сила, яку сприймає переріз залізобетонного елемента без поперечної арматури визначається з умови:

$$V_{Rd,c} = 0,12k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 \geq V_{\min}, \text{ Н.} \quad (5.51)$$

5.7.1. Визначення площі поперечної арматури з використанням "фермової" моделі

Якщо умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не виконується, то це означає, що в похилих перерізах утворюватимуться тріщини. Щоб цього уникнути, розтягуючі зусилля має сприймати поперечна арматура вертикальна або похила (відігнуті стержні). При великих значеннях V_{Ed} доводиться одночасно встановлювати і вертикальні і похилі стержні.

Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск.

Кут нахилу стиснутих смуг ϵ в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
(за таких умов $0,4 \leq \tan \theta \leq 1$; $2,5 \geq \cot \theta \geq 1$).

Для розрахунку елементів із поперечною арматурою разом із загальною деформаційною моделлю норми [1, 2] рекомендують використовувати "фермову" модель (рис. 5.18). Це пояснюється тим, що у згинальному елементі існують горизонтальні стиснуті (вгорі) та розтягнуті (внизу) смуги, стиснуті похилі смуги (кісці) між похилими тріщинами (розтягнутими ділянками). Зусилля в елементах "фермової" моделі визначають за правилами будівельної механіки.

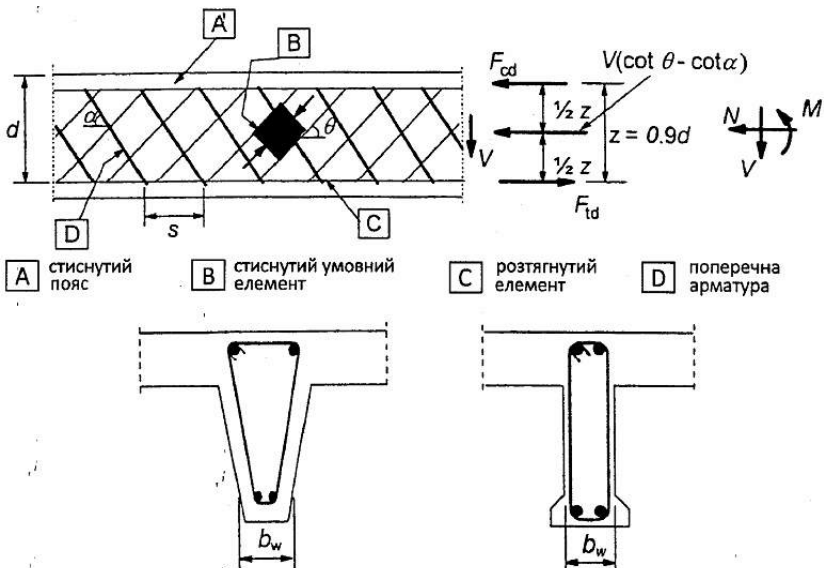


Рис. 5.18. Застосування "фермової" моделі до розрахунку похилих перерізів

На рис. 5.18 позначено

α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили;

θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (кут нахилу стиснутої смуги); граничні величини $\cot \theta$ обмежують $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;

F_{td} – розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;

F_{cd} – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w – мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами;

z – плече внутрішньої пари сил для елемента з постійною висотою перерізу, яка відповідає згинальному моменту в елементі. При розрахунку на

зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили приймають $z = 0,9d_0$.

Для елементів з вертикальною поперечною арматурою опір зсуву перерізу визначається за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймається менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,w} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta; \quad (5.52)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (5.53)$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів;

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

ν_1 – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який визначається за виразом: $\nu_1 = 0,6 (1 - f_{ck} / 250)$, f_{ck} в МПа;

α_{cw} – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутій зоні, для елементів без попереднього натягу $\alpha_{cw} = 1,0$.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk} , то ν_1 можна приймати:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 \quad \text{при } f_{ck} > 60 \text{ МПа}.$$

Рекомендована величина α_{cw} є наступною:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd};$$

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийняте зі знаком " + " у бетоні, викликане осьовою силою.

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу вертикальної поперечної арматури можна обчислити за формулою:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{ywk} z \cdot \cot \theta}. \quad (5.54)$$

Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$ визначається за умовою:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}. \quad (5.55)$$

Для елементів з відігнутими стержнями (з похилою поперечною арматурою) опір зсуву перерізу визначається за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймається менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,ins} = \frac{A_{sw,inc}}{s_{w,ins}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha ; \quad (5.56)$$

$$V_{Rd,ins,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} . \quad (5.57)$$

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу відігнутих поперечних стержнів можна обчислити за формулою

$$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} . \quad (5.58)$$

Мінімальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w . \quad (5.59)$$

Максимальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,max} \leq \frac{0,5 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w s}{f_{yd}} . \quad (5.60)$$

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури – 100, 125, 150, 200, 250 мм.

Максимальний крок поперечної вертикальної арматури $s_{w,max} = 0,75 d_o$, мм.

Якщо поперечна **вертикальна** арматура не задовольняє вимогам конструювання та виготовлення (малий крок або великий діаметр поперечної вертикальної арматури, високий відсоток армування тощо), то стає необхідним змінити розміри перерізу, площу поперечної арматури або перейти на комбіноване поперечне армування з вертикальною і похилою поперечною арматурою з кутом нахилу $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ (рекомендовано кут 45° для балок заввишки до 800 мм, а кут 60° – для балок висотою понад 800 мм).

Контрольні запитання

1. Що є критерієм вичерпання несучої здатності похилого перерізу?
2. Як визначити опір похилого перерізу з поперечним армуванням?
3. За якої умови нема потреби ставити поперечну арматуру за розрахунком?
4. Як визначити мінімальний відсоток поперечного армування?
5. Пояснити суть використання "фермової" моделі при визначенні поперечного армування.
6. Викресліть схему та запишіть умови міцності для розрахунку елементів, що працюють на згинання, на міцність за похилими перерізами.
7. Як встановлюють з конструктивних міркувань крок та діаметр хомутів в елементах, що працюють на згинання?

Розділ 6

Розрахунок згинальних елементів за граничними станами другої групи

6.1. Розрахунок на тріщиностійкість

Розрахунок за придатністю залізобетонних конструкцій до експлуатації виконують за [1, п. 7] та [2, п. 5]. Він стосується обмеження рівня напружень для стиснутого і для розтягнутого бетону; контролю тріщиноутворення та ширини розкриття тріщин; контролю прогинів.

Напруження стиску в бетоні повинні обмежуватися для запобігання утворення поздовжніх тріщин, мікротріщин або високого рівня повзучості (якщо це може суттєво вплинути на працездатність конструкції). У стиснутому бетоні рекомендують приймати напруження $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$. Якщо напруження у бетоні при квазіпостійних навантаженнях $\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$, то приймають лінійний характер повзучості, а коли напруження перевищують цю межу, то приймають нелінійний характер повзучості.

Напруження розтягу в арматурі обмежують, щоб запобігти недопустимим тріщинам або деформаціям. Тріщини не виникатимуть, якщо при основній комбінації навантажень деформації розтягу в арматурі крайнього шару $\varepsilon_s \leq 0,0015$ або деформації розтягнутого бетону не перевищують граничного значення $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctm} / E_{ck}$. Середня величина напружень у попередньо напруженій арматурі не може перевищувати $0,75f_{yk}$.

Залізобетонні елементи можуть працювати з тріщинами, якщо ширина їх не перевищує гранично допустиму [1, п. 2.2.2.3]: **0,5 мм** – для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів; **0,4 мм** – для конструкцій, які зазнають кліматичних впливів; **0,3 мм** – для конструкцій, які експлуатуються в агресивних середовищах; **0,2 мм** – для конструкцій з арматурою з підвищеною чутливістю до корозії.

Розрахункова величина розкриття тріщин [8, (6.68)]:

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3}, \quad (6.1)$$

де w_{k1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короточасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_m = 1$;

w_{k2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m = 1$;

w_{k3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m > 1$.

Розрахунок залізобетонних елементів за розкриттям тріщин від певного сполучення навантажень виконують за формулою [1, п. 7.3.4.3]:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (6.2)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок між тріщинами;

ε_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень. Враховують тільки додаткові деформації розтягу, що мають місце при деформації бетону на тому ж рівні вище нуля;

ε_{ctm} – середні деформації розтягу бетону між тріщинами.

Величину $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ визначають за виразом [2, п. 5.3.4.2]:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (6.3)$$

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі у перерізі з тріщинами. Для елементів, напружених на упори, σ_s можна замінити на зміну напружень $\Delta\sigma_p$ у попередньо напруженій арматурі від стану нульової деформації бетону на тому ж рівні;

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження: $k_t = 0,6$ для короткотривалого і $k_t = 0,4$ для довготривалого навантаження;

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ або нижче $f_{ctm}(t)$, якщо поява тріщин очікується раніше, ніж через 28 діб;

α_e – відношення E_s / E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff}; \quad (6.4)$$

A'_p – площа напруженої арматури в межах $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує звичайну або напружену арматуру на висоті $h_{c,eff}$,

де $h_{c,eff}$ – менше зі значень $2,5(h - d_0)$, $(h - x)/3$ або $h/2$, тут h – висота елемента,

d_0 – робоча висота перерізу, x – висота стиснутої зони перерізу;

ξ_1 – поправочний коефіцієнт міцності зчеплення, який враховує різницю в діаметрах звичайної і попередньо напруженої арматури:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}}, \quad (6.5)$$

тут ξ – коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури за [1, п. 6.7.2] і становить **0,6** – для канатів, **0,7** – для дроту, **0,8** – для стержнів періодичного профілю;

\varnothing_s – найбільший діаметр стрижня звичайної арматури;

\varnothing_p – діаметр або еквівалентний діаметр попередньо напруженої

арматури за [1, п. 6.7.2]: для пучків $\varnothing_p = 1,6\sqrt{A_p}$, для окремих семидротових канатів $\varnothing_p = 1,75\varnothing_{wire}$, для тридротових канатів $\varnothing_p = 1,2\varnothing_{wire}$, \varnothing_{wire} – діаметр дроту.

Якщо для запобігання тріщиноутворення застосована лише напружена арматура, то $\xi_I = \sqrt{\xi}$.

У випадках, коли зчеплена арматура розміщена достатньо близько в центрах у межах розтягнутої зони (крок до $5(c + \varnothing/2)$ та одинокого стержня, максимальний кінцевий крок тріщин визначають за [2, п. 5.3.4.3]:

$$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\varnothing / \rho_{p,eff},$$

де \varnothing – діаметр стрижня. Якщо в перерізі використовуються стрижні різних діаметрів, то необхідно визначити еквівалентний діаметр \varnothing_{eq} .

Для перерізу зі стрижнями n_1 діаметром \varnothing_1 і n_2 діаметром \varnothing_2 обчислюють:

$$\varnothing_{eq} = \left(n_1\varnothing_1^2 + n_2\varnothing_2^2 \right) / \left(n_1\varnothing_1 + n_2\varnothing_2 \right); \quad (6.6)$$

c – захисний шар бетону для поздовжньої арматури;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури, становить: $0,8$ – для стрижнів періодичного профілю з високим зчепленням, $1,6$ – для гладкої арматури;

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій, становить: $0,5$ – для згину; $1,05$ – для чистого розтягу. У випадку позacentрового розтягу застосовують проміжні значення

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1,$$

де ε_1 – найбільша деформація; ε_2 – найменша деформація на межах перерізу, який розглядається, визначена для перерізу з тріщинами;

k_3, k_4 – коефіцієнти, рекомендовані їх значення: $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.

Якщо крок зчепленої арматури перевищує $5(c + \varnothing/2)$ або якщо зчеплена арматура у розтягнутій зоні відсутня, то можна знайти верхню межу ширини тріщини за припущення максимального кроку тріщин:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x). \quad (6.7)$$

У нормативній літературі [2, п. 5.3.3] наведена інформація щодо обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків. На забезпечення тріщиностійкості суттєво впливає кількість арматури, мінімальна площа якої встановлюється за [2, п. 5.3.2]:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}, \quad (6.8)$$

де $A_{s,min}$ – мінімальна площа армування у розтягнутій зоні;

A_{ct} – площа бетону в розтягнутій зоні. Розтягнута зона – це частина перерізу, яка за розрахунком повинна зазнавати розтягу безпосередньо перед утворенням першої тріщини;

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень в арматурі одразу після утворення тріщини. Вони можуть прийматись такими, що дорівнюють опору текучості арматури f_{yk} . Однак, може знадобитись нижче значення для задоволення вимог стосовно обмежень ширини розкриття тріщин відповідно до максимального розміру стрижня або кроку;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, які зменшують зусилля в з'єднаннях: **1,0** – для стінок при $h \leq 300$ мм або полиць при ширині менше, ніж **300 мм**; **0,65** – для стінок при $h \geq 800$ мм або полиць при ширині понад **800 мм**; проміжні значення можуть визначатись за інтерполяцією;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень в межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари:

для чистого розтягу $k_c = 1,0$;

для згину або сполучення згину і осьових сил:

- для прямокутних перерізів і стінок коробчастих перерізів та Т-подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \times \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1, \quad (6.9)$$

- для полиць коробчастих перерізів та Т-подібних перерізів:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}} \geq 0,5, \quad (6.10)$$

σ_c – середні напруження в бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}, \quad (6.11)$$

N_{Ed} – осьова сила, що діє у граничному стані за придатністю до нормальної експлуатації на частину поперечного перерізу, який розглядається (сила стиску додатна). N_{Ed} повинна визначатись з урахуванням характеристичних величин сил попереднього напруження і осьових зусиль при відповідному сполученні дій;

$h^* = h$ – при $h < 1,0$ м; $h^* = 1,0$ – при $h \geq 1,0$ м;

k_1 – коефіцієнт, що враховує впливи осьових сил на розподіл напружень:

$k_1 = 1,5$, якщо N_{Ed} – сила стиску; $k_1 = 2h^*/3h$, якщо N_{Ed} – сила розтягу;

F_{cr} – абсолютна величина зусилля розтягу у полиці безпосередньо перед утворенням тріщин, обумовлена моментом тріщиноутворення, обчисленим при $f_{ct,eff}$.

6.2. Розрахунок за деформаціями

Розрахунок за деформаціями (прогинами) є обов'язковим для згинальних збірних залізобетонних конструкцій, особливо значних прольотів. Для зниження ваги таких конструкцій перерізи їх оптимізують, виконують ребристими, порожнистими (тонкостінними), а бетон і арматуру застосовують високої міцності, що допускає підвищені розрахункові напруження. Збільшення напружень, в свою чергу, викликає ріст повзучості бетону стиснутої зони перерізів.

Деформації елемента або конструкції не повинні несприятливо впливати на їх належне функціонування і зовнішній вигляд. Вимоги щодо обмеження прогинів наведено в [1, п. 7.4] та [2, п. 5.4].

Деформації конструкцій не повинні негативно впливати на інші закріплені елементи (перегородки, скління, лицювання, комунікації, оздоблення), на функціонування обладнання й апаратури, а також запобігати деформаціям від затоплення плоских покрівель.

Необхідно обмежувати прогини, які можуть спричинити пошкодження прилеглих частин конструкції. Після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин $1/500$ прольоту при основному сполученні навантажень.

Граничний стан за деформацією може перевірятись шляхом обмеження співвідношення проліт/висота або порівнянням розрахункового прогину з гранично допустимим [2, п. 5.4.1.5].

Прогини не перевищуватимуть допустимих і обчислення можна не виконувати, якщо виконуються умови [2, п. 5.4.2]:

$$\frac{l}{d_0} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \quad (6.12)$$

якщо $\rho \leq \rho_o$,

$$\frac{l}{d_0} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right], \quad (6.13)$$

якщо $\rho > \rho_o$,

де l/d – граничне відношення проліт/висота (табл. 6.1);

K – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи (табл. 6.1);

ρ_o – довідковий відсоток армування, $\rho_o = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

ρ – необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури в середині прольоту для прийняття моменту від розрахункових навантажень (на опорі для консолей);

ρ' – необхідний відсоток армування для стиснутої арматури в середині

прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (на опорі для консолей);

f_{ck} – в МПа.

Ці залежності були одержані за результатами параметричних досліджень серій шарнірно опертих балок і плит прямокутного перерізу за умови, що напруження у сталі при відповідному розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів у середині прольоту балки або на опорі консолі становить 310 МПа (що наближено відповідає $f_{yk} = 500$ МПа). Якщо інші рівні напружень, то отримані значення множать на $310 / \sigma_s$.

У [2, п. 5.4.2.1] рекомендують приймати:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,red} / A_{s,prov}), \quad (6.14)$$

де σ_s – напруження розтягу сталі в середині прольоту (на опорі консолі) при розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів;

$A_{s,prov}$ – фактична (встановлена) площа арматурної сталі;

$A_{s,red}$ – необхідна площа арматурної сталі за I групою граничних станів.

Таблиця 6.1

Основні показники проліт/фактична висота l/d для залізобетонних елементів без осового стиску ([2, табл. 5.4], [7, табл. 7.4])

Конструктивна система	К	Бетон при високому рівні напружень $\rho = 1,5\%$	Бетон при незначному рівні напружень $\rho = 0,5\%$
Шарнірно оперта балка; шарнірно оперта в одному або двох напрямках плита	1,0	14	20
Крайній проліт нерозрізної балки або нерозрізної в одному напрямку плити, або опертої у двох напрямках і нерозрізної вздовж довшої сторони	1,3	18	26
Внутрішній проліт балки або плити, опертої в одному або в обох напрямках	1,5	20	30
Плити, оперті на колони, без балок (плоскі перекриття) на основі довшого прольоту	1,2	17	24
Консолі	0,4	6	8

Якщо на основі аналізу результатів спрощених методів визначення прогинів вважається, що розрахунок є обов'язковим, то цей розрахунок виконують за умови, що прогини або переміщення конструкції від дії

зовнішнього навантаження не повинні перевищувати гранично допустимих значень прогинів або переміщень [1, (7.4)]:

$$f \leq f_u. \quad (6.15)$$

Повний розрахунковий прогин визначають за формулою [8, (6.87)]:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4, \quad (6.16)$$

де f_1 – прогин від нетривалої дії постійних, змінних тривалих і короточасних навантажень (повного навантаження) при $\gamma_m = 1$;

f_2 – прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m = 1$;

f_3 – прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень при $\gamma_m > 1$;

f_4 – вигин елемента внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтиску P .

Прогини або переміщення залізобетонних конструкцій визначають за загальними правилами будівельної механіки.

Гранично допустимі прогини f_u слід визначати згідно ДСТУ Б В.1.2-3. При дії постійних і змінних тривалих, а також і короточасних навантажень прогин залізобетонних елементів в усіх випадках не повинен перевищувати 1/150 прогону та 1/75 вильоту консолі [1, п. 7.4.4.5].

Для згинальних елементів у загальному випадку прогин визначають за формулою [2, (5.18)]:

$$f_m = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right) dx, \quad (6.17)$$

де M_x – згинальний момент у перерізі x від дії одичинної сили, прикладеної у перерізі x у напрямку шуканого переміщення;

$(1/r)_x$ – кривина у перерізі, визначена при навантаженні, за якого визначають прогин.

Кривина $1/r$, залежно від розрахункової ситуації, може мати такі складові:

- кривина, обумовлена короточасною дією попереднього натягу;
- кривина, обумовлена тривалою дією попереднього натягу;
- кривина, обумовлена усадкою;
- кривина, обумовлена дією постійних та тривалих навантажень;
- кривина, обумовлена короточасною дією епізодичних навантажень.

Для статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин визначають за формулою:

$$f = \frac{1}{r} k_m l^2, \quad (6.18)$$

де кривина вигнутої осі у перерізі з найбільшим згинальним моментом [2, п. 4.2.4]:

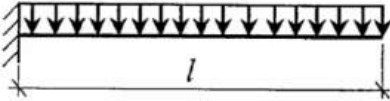
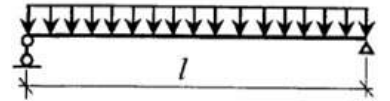
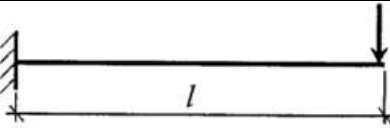
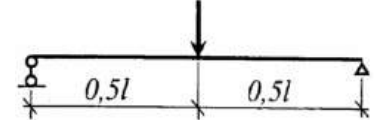
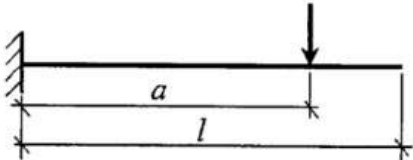
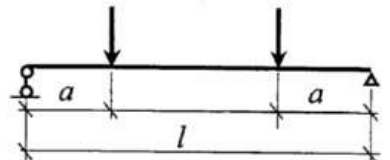
$$\frac{I}{r} = \mathfrak{K} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} \quad (6.19)$$

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

$\varepsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

k_m – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми і визначається за таблицею 6.2 [2, табл. 5.5].

Таблиця 6.2

Схема навантаження	Коефіцієнт k_m
	$1/4$
	$5/48$
	$1/3$
	$1/12$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Розділ 7 Стиснуті елементи

7.1. Конструктивні особливості

В умовах стискання перебувають колони будівель та споруд, догірні кісці, стояки та верхні пояси ферм, стіни резервуарів і інші конструкції.

Форма поперечного перерізу стиснутих елементів найчастіше квадратна або прямокутна, розвинута в площині дії моменту. При значних згинальних моментах поперечний переріз збірних стиснутих елементів доцільно приймати тавровим або двотавровим. Для колон з метою стандартизації опалубки та арматурних каркасів розміри призначають кратними 50 мм. Для підвищення якості бетонування розміри поперечного перерізу, менші за 250 мм, для монолітних колон не рекомендують.

Стиснуті елементи, що працюють у звичайних умовах, виготовляють з бетону класу не нижче С12/15, а сильно завантажені – не нижче, як С20/25.

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12...40 мм (робоча арматура) із сталі класів А240С, А400С (у зварних каркасах) і А400С, А500С (у в'язаних каркасах) і поперечними стержнями із сталі класів А240С, А400С.

У разі застосування бетонів класів вище за С16/20 можуть застосовуватися стержні діаметром 40 мм. У колонах з розмірами меншої сторони 250 мм і більше діаметр поздовжніх стержнів призначають не менш як 12 мм. Поздовжню і поперечну арматуру об'єднують у плоскі або просторові зварні (рис. 7.1, а та б) чи в'язані (рис. 7.1, в та з) каркаси.

У лінійних позацентрово стиснутих елементах (колони, елементи ферм та ін.) відстані між осями стержнів поздовжньої арматури треба приймати такі: у напрямі, перпендикулярному до площини згинання, – не більш, як 400 мм, а в напрямі площини згинання – не більш, як 500 мм. Якщо відстань між осями робочих стержнів у напрямі площини згинання перевищує 500 мм, необхідно ставити конструктивну арматуру діаметром не менш, як 12 мм, щоб між поздовжніми стержнями було не більш, як 400 мм (див. рис. 7.1, б, з).

Площу перерізу поздовжньої стиснутої чи розтягнутої арматури біля кожної грані елементів (у відсотках від площі розрахункового перерізу бетону) приймають не менш як: 0,55 при $l_0/i < 17$ (для прямокутних перерізів $l_0/h < 5$); 0,1 при $16 \leq l_0/i \leq 35$ ($5 \leq l_0/h \leq 10$); 0,2 при $35 \leq l_0/i \leq 83$ ($10 \leq l_0/h \leq 24$); 0,25 при $l_0/i > 83$ ($l_0/h > 24$). Тут i – радіус інерції перерізу елемента у площині ексцентриситету поздовжньої сили; l_0 – розрахункова довжина стиснутого елемента. Площу розрахункового перерізу бетону приймають рівною добутку ширини прямокутного перерізу b на його робочу висоту d . В елементах з поздовжньою арматурою, розташованою рівномірно по контуру перерізу, мінімальний відсоток армування, віднесений до повної площі перерізу приймають удвоє більшим від вище зазначених величин.

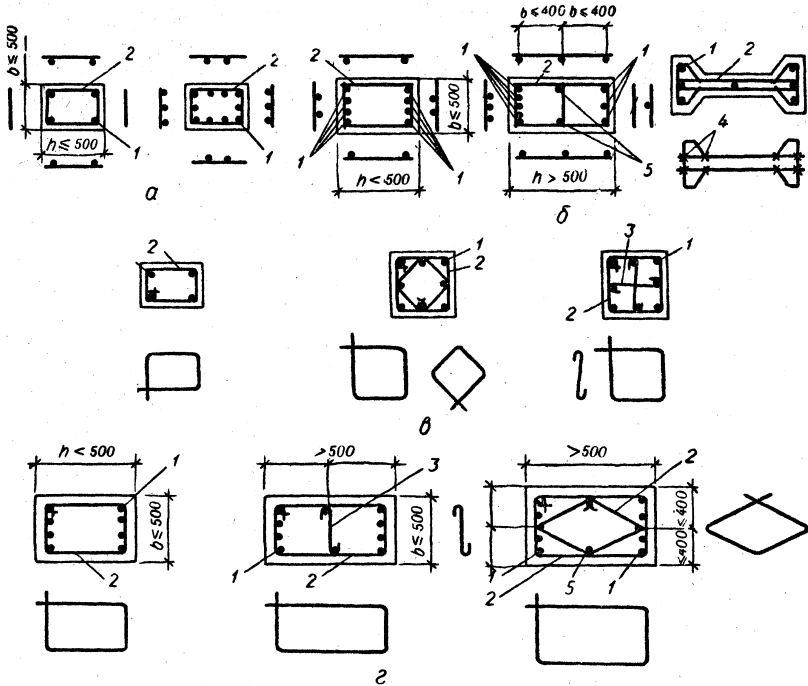


Рис. 7.1 Армування стиснутих елементів: *а* – зварними каркасами при осьовому навантаженні; *б* – те саме, при позакентровому; *в* – в'язаними каркасами при осьовому навантаженні; *г* – те саме, при позакентровому; 1 – поздовжні стержні; 2 – поперечні стержні (хомути); 3 – шпильки; 4 – зварювання; 5 – конструктивні стержні діаметром на менш як 12 мм

Площу перерізу поздовжньої арматури стиснутих стержнів найчастіше приймають з умови оптимального армування ($\mu=1...2\%$). А проектувати елементи при $\mu>3\%$ не рекомендується.

Робочі стержні в поперечному перерізі колони розміщують ближче до поверхні елемента. Мінімальна товщина захисного шару не менше діаметра арматури і не менше 20 мм.

Попереочною арматурою стиснуті стержні закріплюють від втрати стійкості в будь-якому напрямі (рис. 7.1). Її діаметр приймають не менш, як $d_{\omega}=0,25d$ (d – найбільший діаметр поздовжніх стержнів) і при в'язаних каркасах не менш як 5 мм. Хомути ставлять на відстані не більш, як 500 мм, а також не більш, як $20d$ при зварних каркасах і не більш, як $15d$ при в'язаних, а коли $f_y > 400 \text{ МПа}$, то відповідно не більш, як $12d$ і $15d$ (d – найменший діаметр стиснутих поздовжніх стержнів). Відстань між хомутиами в місцях

стикування робочої арматури внапусток без зварювання приймають не більш, як $10d$.

При армуванні стиснених елементів плоскі зварні каркаси об'єднують у просторовий (рис. 7.1, *a* та *б*). Для цього біля граней елемента, нормальних до площини каркасів, ставлять поперечні стержні, приварювані контактним точковим зварюванням до кутових поздовжніх стержнів каркасів, або шпильки.

При великих ексцентриситетах стискувальної сили, коли згинальні моменти значні і спричиняють розтягання великої частини перерізу, а також для дуже гнучких елементів застосовують попереднє напружування поздовжньої арматури. Це підвищує тріщиностійкість і жорсткість елемента в стадії експлуатації, а також у період виготовлення, транспортування та монтажу.

Дуже гнучкі стиснуті елементи застосовувати не раціонально., бо їхня несуча здатність знижується внаслідок великої деформативності. Гнучкість елементів з важкого бетону і бетону на пористих заповнювачах має бути в будь-якому напрямі меншою за 200, а колон будівель меншою за 120.

7.2. Урахування геометричних недосконалостей і впливи другого порядку

При розрахунку стиснутих елементів слід враховувати впливи першого і другого порядку.

Впливом першого порядку є випадковий ексцентриситет, який обчислюють як

$$e_i \geq \max \{ h/30; l/400; 10\text{мм} \}. \quad (7.1)$$

За нормами EN 1992-1-1 [6] рекомендовано приймати

$$e_i = l_o / 400, \quad (7.2)$$

де l_o – розрахункова довжина стиснутого елемента, що залежить від способу його закріплення на опорах (рис.7.2).

Деформовану схему (вплив другого порядку) можна не враховувати, якщо гнучкість елемента $\lambda = l_o / i$ є меншою від граничної величини λ_{lim} , тут l_o – приведена довжина (рис. 7.2); i – радіус інерції бетонного перерізу без тріщин (для прямокутного перерізу $i = 0,289h$).

Величину λ_{lim} норми [2, п. 6.2.2; 6, п. 5.8.3] рекомендують визначати за формулою:

$$\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n}, \quad (7.3)$$

де $A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef})$, якщо коефіцієнт φ_{ef} невідомий, то приймають $A = 0,7$;

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$, якщо коефіцієнт ω невідомий, то приймають $B = 1,1$;

$C = 1,7 - r_m$, якщо коефіцієнт r_m невідомий, то приймають $C = 0,7$;

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqr}}{M_{0Ed}} - \text{приведений коефіцієнт повзучості; у практичних}$$

розрахунках найчастіше приймають $\varphi_{ef} = 2$; коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 0$, якщо виконуються умови: гранична величина коефіцієнта повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$; гнучкість $\lambda \leq 75$; $M / N \geq h$, де момент M визначають з урахуванням ефекту першого порядку.

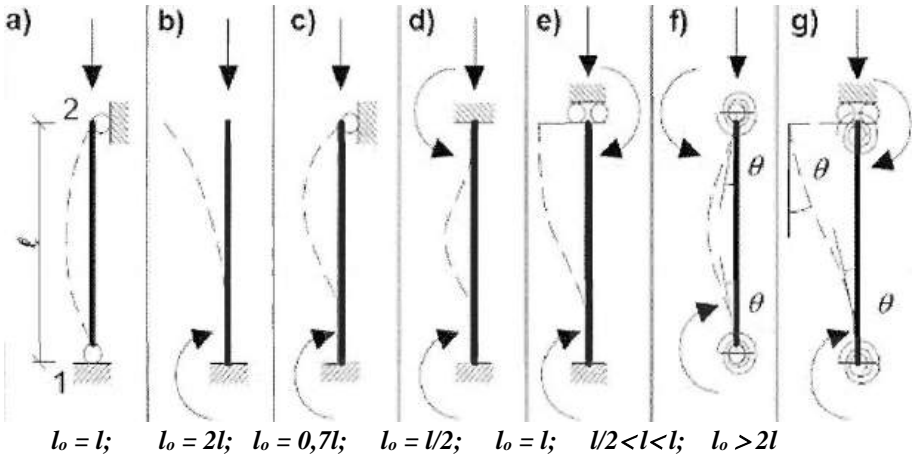


Рис.7.2. Визначення розрахункової довжини стиснутого стержня та можлива втрата стійкості при різних закріпленнях на краях [6, рис. 5.7]

$$\omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd} - \text{коефіцієнт армування;}$$

A_s – загальна площа перерізу арматури;

$$n = N_{Ed} / A_c f_{cd} - \text{відносна осьова сила;}$$

N_{Ed} – відносна осьова сила;

A_c – площа стиснутої частини перерізу;

$$r_m = M_{01} / M_{02} - \text{співвідношення моментів;}$$

M_{01}, M_{02} – моменти першого порядку на краях, $|M_{01}| \geq |M_{02}|$;

M_{0Eqr} – момент з урахуванням ефекту першого порядку при практично постійному сполученні навантажень (граничний стан II групи);

M_{0Ed} – момент з урахуванням ефекту першого порядку при розрахунковому сполученні навантажень (граничний стан за несучою здатністю).

Якщо моменти на краях M_{01} і M_{02} дають розтяг з однієї сторони, r_m необхідно приймати додатнім (тобто $C \leq 1,7$), в іншому разі – від'ємним (тобто $C > 1,7$).

r_m необхідно приймати рівним 1,0 (тобто $C = 1,7$) у наступних випадках:

- у розкріплених елементах, у яких моменти першого порядку виникають тільки або переважно від неточностей або поперечного навантаження;
- для взагалі не розкріплених елементів.

При врахуванні деформацій другого порядку [17, п. 1.3.1] сумарний ексцентриситет поздовжньої сили збільшується в η разів, де

$$\eta = 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1}, \quad (7.4)$$

де $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$ – критична сила; $\beta = \pi^2 / c_0$;

c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілу моменту з урахуванням ефектів першого порядку: $c_0 = 8$ при постійному моменті або при відсутності поперечного навантаження; $c_0 = 9,6$ при параболічній епюрі моментів; $c_0 = 12$ при симетричній трикутній епюрі моментів;

EI – номінальна жорсткість перерізу:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s, \quad (7.5)$$

I_c – момент інерції бетонного поперечного перерізу відносно центральної осі;

E_{cd} – розрахунковий модуль пружності бетону;

E_s – модуль пружності арматури;

I_s – момент інерції арматури; у першому наближенні приймають коефіцієнт армування $\rho_l = 0,01$, при якому $I_s = 0,01 A_c (0,5 h - a)^2$;

K_c – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин, повзучості та ін.;

K_s – коефіцієнт впливу арматури; при $\rho_l = 0,01$ приймають $K_s = 1$.

Граничний коефіцієнт повзучості $\Phi(\infty, t_0)$ залежить від класу бетону і відносної вологості навколишнього середовища (табл. 7.1).

Таблиця 7.1

Значення граничного коефіцієнта повзучості

Відносна вологість %	$\Phi(\infty, t_0)$ для бетону класу								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/40	C40/50	C45/55	C50/60
>75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1
40...75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	1,9	1,7	1,6	1,5
< 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	2,7	2,5	2,3	2,0

За нормами EN 1992-1-1 [6] для визначення жорсткості перерізу у першому наближенні рекомендовано приймати $K_s = 0$. При цьому для досить

гнучких елементів величина прикладеної поздовжньої сили може бути більша від критичної. Тому прийняття $K_s = 0$ не може бути рекомендованим для практичних розрахунків. За нормами EN 1992-1-1 [6] величину граничного коефіцієнта повзучості $\Phi(\infty, t_0)$ приймають за номограмами залежно від класів бетону і відносної вологості навколишнього середовища.

7.3. Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги

При використанні спрощеної діаграми деформування бетону можуть реалізуватися дві форми рівноваги перерізу:

- при першій формі рівноваги (рис.7.3) весь переріз стиснутий (умовна висота стиснутої зони $x \geq h$);
- при другій формі рівноваги частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($x < h$).

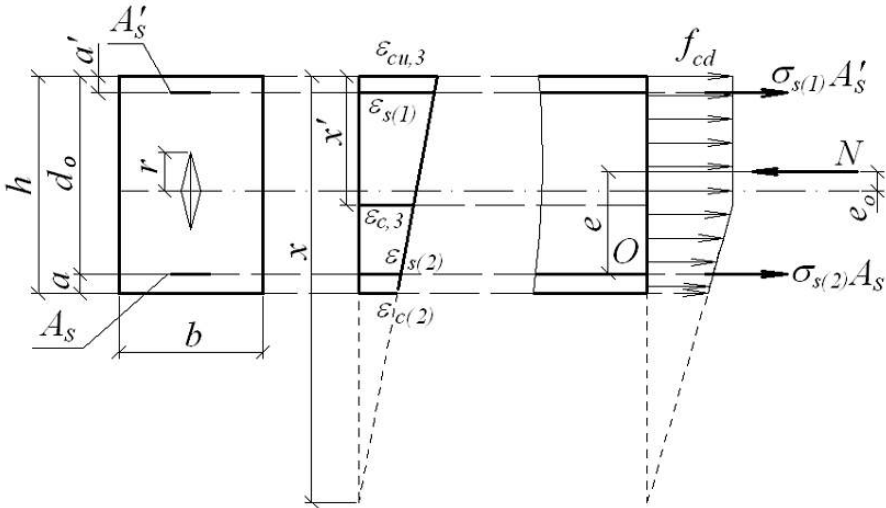


Рис. 7.3. До визначення умовної висоти стиснутої зони бетону для першої форми рівноваги

За межу між двома формами рівноваги можна приймати $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку;

r – відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки (у загальному випадку $r = W_{red} / A_{red}$, для прямокутного перерізу приймають $r = h / 6$).

При першій формі рівноваги фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\epsilon_{c(1)} = \epsilon_{cu3}$, а в менш стиснутій фібрі $0 < \epsilon_{c(2)} < \epsilon_{cu3}$.

Деформації $\varepsilon_{c(2)}$ в загальному випадку залежать від величини ексцентриситету e_0 :

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3}(1 - e_0 / r). \quad (7.6)$$

Умовна висота стиснутої зони бетону визначається за рис. 7.3 з

пропорції $\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c(2)}}{x - h}$ за формулою: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}}$.

Деформації ε_{c3} , при яких напруження в бетоні досягають межі міцності f_{cd} , визначають за координатою x' , яку обчислюють з пропорції

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c3}}{x - x'} \quad (\text{рис. 7.3}) \quad \text{за формулою: } x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}.$$

Деформації в арматурі (рис. 7.3) визначають з пропорцій:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(1)}}{x - a'}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3}(x - a')}{x};$$

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{x - d_0}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x}.$$

Епюра напружень має складну форму (рис. 7.3).

Напруження в арматурі:

$$\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} E_s; \quad \sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s. \quad (7.7)$$

Напруження в бетоні більш стиснутої фібри:

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{cu3} E_{cd} = f_{cd}. \quad (7.8)$$

Напруження в бетоні менш стиснутої фібри:

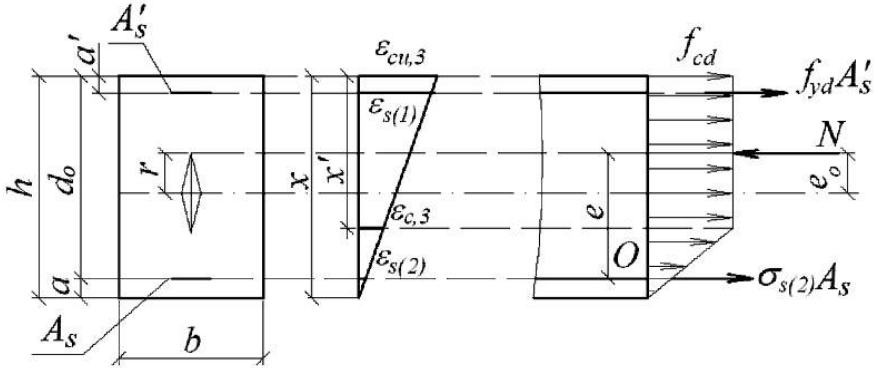
$$\sigma_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)} E_{cd} = f_{cd} \frac{x - h}{x - x'}. \quad (7.9)$$

Бетонний переріз сприйматиме зусилля:

$$\begin{aligned} N_c &= f_{cd} b x' + f_{cd} b \cdot 0,5(h - x') \left(1 + \frac{x - h}{x - x'} \right) = \\ &= f_{cd} b \left[x' + 0,5(h - x') \left(1 + \frac{x - h}{x - x'} \right) \right]. \end{aligned} \quad (7.10)$$

У випадку, коли $e_0 = r$, деформації $\varepsilon_{c(2)} = 0$ (рис. 7.4), епюра напружень у бетоні має форму трапеції. Бетонний переріз сприйматиме мінімальне зусилля, яке дорівнює:

$$N_c = f_{cd} b \frac{h + x'}{2}. \quad (7.11)$$

Рис. 7.4. Епюри деформацій і напружень при $e_0 = r$

Деформації в арматурі (рис. 7.4) визначають з пропорцій:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{h} = \frac{\varepsilon_{s(1)}}{h-a'}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3}(h-a')}{h};$$

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{h} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{a}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot a}{h}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)}E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)}E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0;$$

$$-Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b \frac{h+x'}{2} \left(d_0 - \frac{h+x'}{4} \right) = 0, \quad (7.12)$$

звідки необхідна кількість арматури більш стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}b \frac{h+x'}{2} \left(d_0 - \frac{h+x'}{4} \right)}{f_{yd}(d_0 - a')}. \quad (7.13)$$

Спроєктувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{h+x'}{2} + \sigma_{s(2)}A_s = 0, \quad (7.14)$$

звідки необхідна кількість арматури менш стиснутої зони:

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A'_s - f_{cd}b \frac{h+x'}{2}}{f_{yd}}. \quad (7.15)$$

Якщо весь переріз стиснутий, деформації менш стиснутої зони бетону $\varepsilon_{c(2)}$ переважають значення ε_{c3} але не досягли ε_{cu3} (рис. 7.5), то напруження у бетоні по всьому перерізу максимальні і становлять $\sigma_c = f_{cd}$, відповідно до спрощеної розрахункової білінійної залежності "напруження-деформації" бетону як на рис. 3.7 [1, п. 3.1.6]. Бетон перерізу сприйматиме зусилля

$$N_c = f_{cd} bh. \quad (7.16)$$

Умовна висота стиснутої зони бетону визначається за рис. 7.5 з

пропорції $\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c(2)}}{h}$ за формулою: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{c(2)}}$.

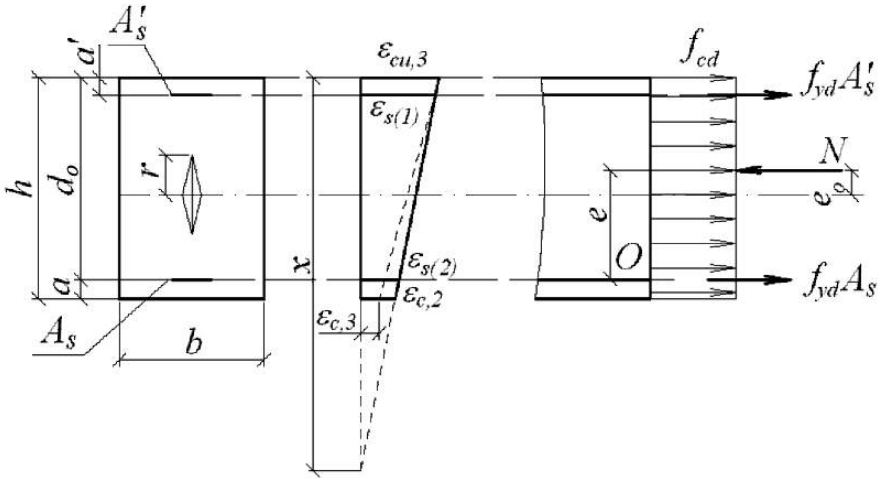


Рис. 7.5. Епюри деформацій і напружень при $\varepsilon_{c3} < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu3}$

Напруження в арматурі A_s і A'_s максимальні і дорівнюють f_{yd} .

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd} A'_s (d_0 - a') + f_{cd} bh \left(\frac{h}{2} - a \right) = 0, \quad (7.17)$$

звідки необхідна кількість арматури більш стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd} bh (0,5h - a)}{f_{yd} (d_0 - a')}. \quad (7.18)$$

Спроектувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd} A'_s + f_{cd} bh + f_{yd} A_s = 0, \quad (7.19)$$

звідки необхідна кількість арматури менш стиснутої зони:

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A'_s - f_{cd}bh}{f_{yd}}. \quad (7.20)$$

У більшості випадків стиснуті елементи при незначних ексцентриситетах армують симетрично, приймаючи $A_s = A'_s$ за більшою з величин.

7.4. Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги

При другій формі рівноваги (рис. 7.6) частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($x < h$).

За межу між двома формами рівноваги було прийнято $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку.

При другій формі рівноваги $e_0 > r$ найбільші деформації в стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3}$.

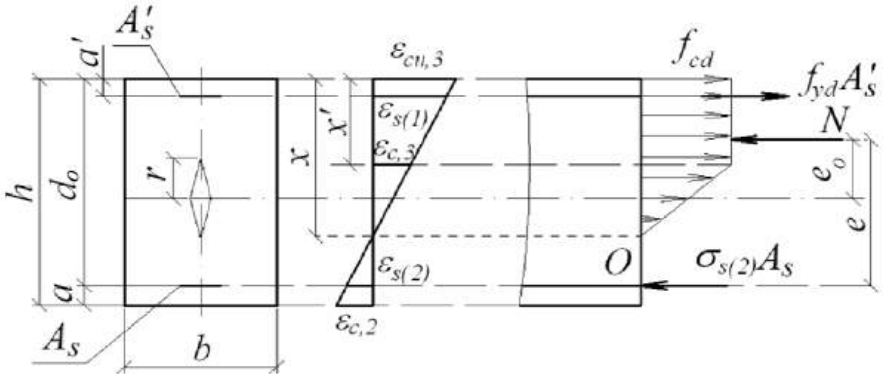


Рис. 7.6. Деформації і дволінійна еюра напружень у перерізі при другій формі рівноваги

При максимальному використанні міцності бетону гранична висота стиснутої зони $x = x_R = \xi_R d_0$.

Коли напруження в бетоні σ_c досягають значення f_{cd} , деформації становлять $\varepsilon_{c,3}$. Цьому значенню деформації відповідає координата перерізу

x' , яку легко знайти з подібності трикутників (рис. 7.6): $\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,3}}{x - x'}$ або

$$x' = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}.$$

При $x = x_R$ отримаємо $x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}$

Деформацію в бетоні розтягнутої зони знайдемо з подібності трикутників (рис. 7.6): $\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,2}}{h-x}$, звідки $\varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3} \frac{h-x}{x}$. При $x = x_R$ отримаємо $\varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3} \frac{h-x_R}{x_R}$.

Аналогічно можна знайти деформації в розтягнутій арматурі:

$$\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{d_0 - x}, \text{ звідки } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{d_0 - x}{x}, \text{ або } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{d_0 - x_R}{x_R}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd} A'_s (d_0 - a') + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right) = 0.$$

(7.21)

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd} (d_0 - a')}. \quad (7.22)$$

Спроекувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd} A'_s + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} - \sigma_{s(2)} A_s = 0, \quad (7.23)$$

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони:

$$A_s = \frac{-N + f_{yd} A'_s + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2}}{\sigma_{s(2)}}. \quad (7.24)$$

Якщо в стиснутому бетоні перерізу напруження розглядати розподіленими не за білінійним законом, а у формі прямокутника (рис. 7.7), то несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd} A'_s (d_0 - a') + f_{cd} b \lambda x_R (d_0 - 0,5 \lambda x_R) = 0 \quad (7.25)$$

або

$$-Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}bd_0^2\alpha_R = 0, \quad (7.26)$$

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bd_0^2\alpha_R}{f_{yd}(d_0 - a')}. \quad (7.27)$$

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b\lambda x_R - \sigma_{s(2)}A_s = 0, \quad (7.28)$$

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони може становити:

$$A_s = \frac{f_{yd}A'_s + 0,8x_Rf_{cd}b - N}{\sigma_{s(2)}}. \quad (7.29)$$

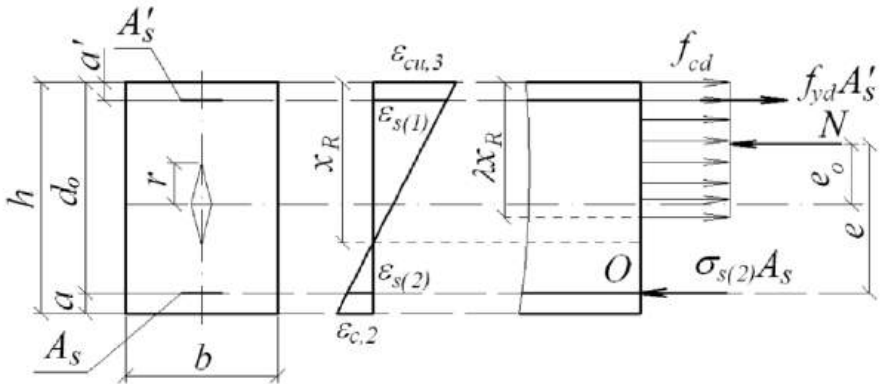


Рис. 7.7. Деформації і прямокутна епюра напружень у перерізі при другій формі рівноваги

Часто буває так, що площа перерізу арматури стиснутої зони,

обчислена за формулою $A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bd_0^2\alpha_R}{f_{yd}(d_0 - a')}$, має від'ємне значення, це

означає, що стиснута арматура за розрахунком не потрібна, стиснутого бетону достатньо.

Тоді, для продовження розрахунків необхідно прийняти $A'_s = 0$ і

встановити дійсне значення коефіцієнта α_m за формулою: $\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd}bd_0^2}$. За

отриманим значенням α_m знаходять величину відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .

Крім того, враховуючи, що напруження в розтягнутій арматурі в граничному стані досягнуть межі текучості, формула для обчислення її площі дещо видозміниться і матиме вигляд:

$$A_s = \frac{0,8 \xi f_{cd} b - N}{f_{yd}}. \quad (7.30)$$

7.5. Особливості конструювання колон

Конструювання залізобетонних колон виконують з дотриманням наступних умов: $A_s \geq A_{s,min}$; $A_s \geq 0,002A_c$; $A_s \leq A_{s,max}$. (7.31)

Мінімальна розрахункова площа поздовжньої арматури колони становить [6, п. 9.5.2]: $A_{s,min} = 0,1N_{Ed} / f_{yd}$, (7.32)

тут N_{Ed} – розрахункова осьова стискаюча сила; f_{yd} – межа текучості арматури.

Максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури за межами напусків (якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані):

$$A_{s,max} = 0,04 A_c. \quad (7.33)$$

У напусках максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури становить

$$A_{s,max} = 0,08 A_c. \quad (7.34)$$

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів становить 8 мм [2, п. 8.5.1.2]. Для колон полігонального поперечного перерізу у кожному куті має бути як мінімум один стержень. У колонах круглого перерізу повинно бути не менше чотирьох поздовжніх стрижнів. Відстань між поздовжніми стержнями не може перевищувати 400 мм вздовж кожної грані колони.

Поздовжню арматуру необхідно належним чином анкерувати. Мінімальна ділянка анкерування арматури стиснутої зони становить:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}, \quad (7.35)$$

де $l_{b,rqd}$ – необхідна базова довжина анкерування [2, п. 7.2].

Поперечна арматура повинна мати діаметр не менше 6 мм і не менше від чверті максимального діаметра поздовжньої арматури. Діаметр дроту зварних сіток непрямого армування повинен бути не менше 5 мм.

Крок поперечної арматури вздовж колони не повинен перевищувати $S_{cl,t max}$. Мають виконуватися умови:

$$S_{cl,t max} \leq 20\varnothing l_{max}; S_{cl,t max} \leq b; S_{cl,t max} \leq h; S_{cl,t max} \leq 400 \text{ мм}. \quad (7.36)$$

Максимальний крок $S_{cl,t max}$ необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6 на ділянках завдовжки h (h – більший розмір перерізу колони) вище і нижче балки або плити, а також біля з'єднань поздовжньої арматури напуском (якщо максимальний діаметр поздовжньої арматури більший за 14 мм, то встановлюють не менше трьох поперечних стержнів рівномірно по довжині напуску).

Якщо напрям поздовжніх стержнів змінюється (наприклад, у випадку монолітних багатоярусних колон зі змінними розмірами перерізу), то крок

поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль (ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку не більша за $1/12$).

Кожен поздовжній стержень, розташований у куті, повинен утримуватися поперечною арматурою.

7.6. Стиснуті елементи, підсилені непрямым армуванням

Непрямым називають поперечне армування, яке ефективно стримує поперечні деформації, в результаті чого істотно збільшується несуча здатність елемента.

Конструкції круглого та багатокутного поперечного перерізу армують спіралями та зварними кільцями (рис. 7.8). В елементах прямокутного поперечного перерізу використовують об'ємне непряме армування щільно розташованими поперечними сітками.

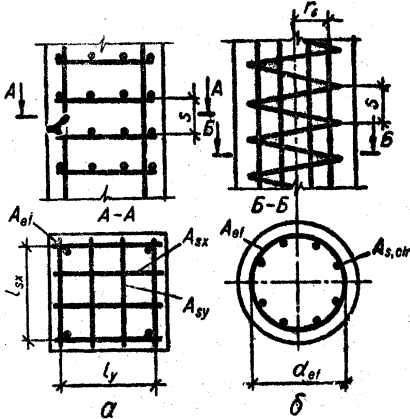


Рис. 7.8. Стиснуті елементи з непрямым армуванням: а – зварними сітками;

б – спіральною арматурою

Відстань між вітками спіралі або кільцями в осях має бути не менш як 40 мм, не більш як $1/5$ діаметра елемента і не більш як 100 мм; діаметр навівки спіралей або діаметр кільця слід приймати не менш як 200 мм.

У разі застосування непрямого армування зварними сітками мають бути додержані такі умови: площі перерізу сітки на одиницю довжини в обох напрямках мають різнитися не більш, як у 1,5 рази; крок сіток приймають не менш як 60 мм і не більш, як $1/3$ меншої сторони перерізу елемента і не більш, як 150 мм; розміри чарунок сіток призначають не менш, як 45 мм і не більш, як $1/4$ меншої сторони перерізу елемента і не більш, як 100 мм. Першу сітку розташовують на відстані 15...20 мм від навантаженої поверхні

У межах ядра, вміщеного в середині спіралі або контуру зварної сітки, спостерігається підвищений опір бетону. Це пояснюється тим, що непряма арматура стримує поперечні деформації, що виникають під час поздовжнього стискування. В результаті цього підвищується опір стисканню навіть після утворення перших поздовжніх тріщин. Міцність елемента вичерпується, коли напруження у поперечній арматурі досягають границі текучості.

Для непрямого армування використовують арматурну сталь класів А240С, А400С, Вр-І діаметром не більш як 14 мм. У колонах та палях сітками охоплюють всю робочу поздовжню арматуру.

елемента.

Контрольні запитання

1. Які Вам відомі елементи конструкції, що працюють на стискання?
2. Яку форму та розміри поперечних перерізів приймають для стиснутих елементів? Чому?
3. Які класи бетонів застосовують для стиснутих елементів? Чому?
4. Яку арматуру і якого діаметру застосовують для армування стояків та колон?
5. Як вибирають віддалі між стержнями у каркасах стиснутих елементів?
6. Які мінімальні відсотки армування для стиснутих елементів? Від чого вони залежать?
7. Які оптимальні відсотки армування для стиснутих елементів? Чому не рекомендується приймати відсоток армування більший за 3%?
8. Як встановлюють поперечну арматуру в каркасах для армування стиснутих елементів?
9. Що вважають впливами першого порядку для стиснутих елементів?
10. Як визначити випадковий ексцентриситет?
11. Як визначити розрахункову довжину стиснутого елемента?
12. Як визначити гнучкість стиснутого елемента?
13. Як визначити граничну гнучкість стиснутого елемента?
14. Пояснити відмінність між першою та другою формами рівновани стиснутих елементів.
15. Наведіть схему для визначення умовної висоти стиснутої зони бетону для першої форми рівноваги.
16. Як розподіляються деформації і напруження у перерізі при другій формі рівноваги?
17. Як визначити кількість арматури стиснутої зони при другій формі рівноваги?
18. Як визначити кількість розтягнутої арматури при другій формі рівноваги?
19. Поясніть випадок, коли розрахункові значення площі арматури стиснутої зони при другій формі рівноваги менше від нуля?
20. Які конструктивні особливості армування колон?
21. В чому суть непрямого армування стиснутих елементів?
22. Яку арматуру використовують для непрямого армування стиснутих елементів?
23. Які умови мають бути дотримані у разі застосування сіток для непрямого армування стиснутих елементів?
24. Які умови мають бути дотримані у разі застосування спіралей та кілець для непрямого армування стиснутих елементів?

Розділ 8

Розтягнуті елементи

8.1. Конструктивні особливості

Центрально розтягнуті елементи. 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 рідини p (рис. 8.1, *a*) та деякі інші конструктивні елементи.

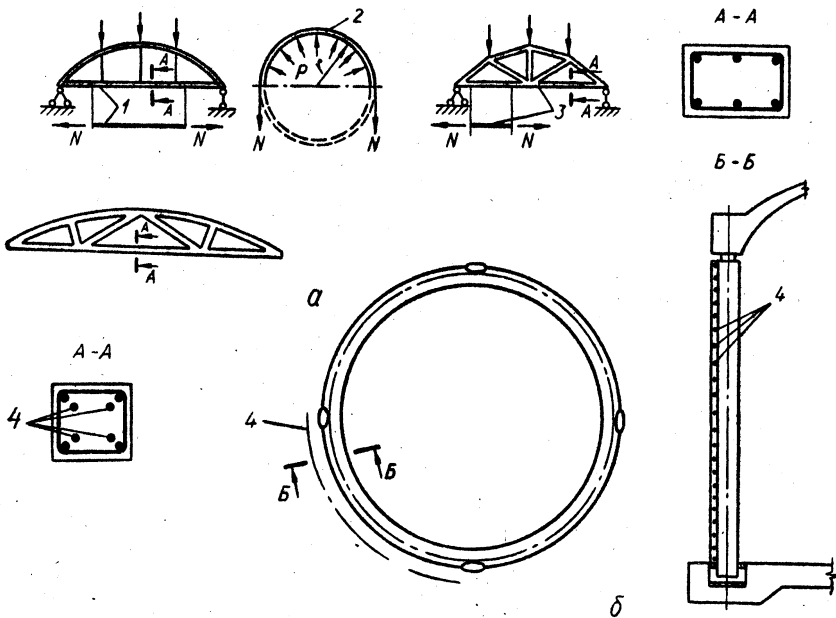


Рис. 8.1. Центрально-розтягнуті елементи конструкцій: *a* – робота елементів на центральне розтягання; *б* – попередньо напружені елементи; 1 – стягель арки; 2 – стінка резервуара; 3 – нижній пояс ферми; 4 – напружена арматура

Елементи, які працюють на центральне розтягання, виготовляють переважно попередньо напруженими, що істотно підвищує тріщиностійкість перерізів.

При виготовленні елементів використовують натягування арматури як на упори, так і на бетон і застосовують усі види армування: дрютяне, пучками, канатами та стержнями.

По довжині стержньову ненапружену арматуру з'єднують, як

правило, на зварюванні. Розтягнуту попередньо напружену арматуру в лінійних елементах виконують без стиків. У поперечному перерізі таку арматуру розміщують симетрично (рис. 8.1, *a*), щоб запобігти позacentровому стисканню елемента під час передачі зусилля обтискування. В разі натягування на бетон попередньо напружену арматуру розміщують у каналах. У процесі обтискування ця арматура не працює. Тому конструкцію доцільно армувати невеликою кількістю ненапруженої поздовжньої арматури (рис. 8.1, *b*), розташованої ближче до зовнішньої поверхні, щоб підсилити елемент проти можливих ексцентричних впливів у процесі обтискування. Щоб запобігти появі поздовжніх тріщин від зусилля обтискування по довжині розтягнутих елементів установлюють поперечну арматуру (хомути, сітки) із стержнів діаметром 5...6 мм з кроком 500 мм.

Перерізи розтягнутих елементів приймають круглими, квадратними або прямокутними з симетричним армуванням по периметру або по усій площі перерізу.

Позacentрово розтягнуті елементи. В умовах позacentрового розтягання перебувають стінки прямокутних у плані резервуарів (бункерів), які зазнають внутрішнього тиску від вмісту, нижні пояси безкосцевих ферм та інших ферм при підвішуванні до них тягарів F поза вузлами.

У таких елементах одночасно діють поздовжня сила N та згинальний момент M , що рівнозначно позacentровому розтягуванню зусиллям N з ексцентриситетом $e_0 = M/N$ відносно поздовжньої осі.

Можливі такі два випадки позacentрового розтягання. Перший – коли розтягувальна сила діє між рівнодійними зусиль в арматурах A_s та A_{sp} і A'_s та A'_{sp} . Причому арматури A_s та A_{sp} розташовані ближче до лінії дії сили N . Характер напруженого стану близький до центрального розтягання. У другому випадку сила N діє за межами відстані між рівнодійними зусиль у арматурах A_s , A_{sp} та A'_s , A'_{sp} і елементи армують як такі, що працюють на згинання, бо напружений стан їх подібний до згину.

Позacentрово розтягнуті елементи звичайно попередньо напружують, що значно підвищує їхню тріщиностійкість.

Для розрахунку конструкцій в обох випадках напруженого стану площа перерізу поздовжньої арматури має становити не менш, як 0,05% площі перерізу елемента.

Стики розтягнутих елементів, через які передаються розтягувальні зусилля, виконують на зварюванні випусків арматури або сталевих закладних деталей, а також за допомогою попередньо напруженої арматури, що перекриває стики (пучків, канатів, стержнів).

8.2. Розрахунок на міцність за нормальними перерізами

У момент руйнування центрально розтягнутого елемента бетон повністю виключається з роботи, а поздовжню силу N повністю сприймає арматура. Умова міцності така:

$$N \leq f_y A_s, \quad (8.1)$$

де N – розтягувальне зусилля від зовнішнього розрахункового навантаження.

Контрольні запитання

1. Які вам відомі конструкції або їх елементи, що працюють на центральний розтяг?
2. Які вам відомі конструкції або їх елементи, що працюють на позацентровий розтяг?
3. Як армують центрально розтягнуті елементи? Які перерізи застосовують для центрально розтягнутих елементів?
4. Які можливі два випадки роботи позацентрово розтягнутих елементів? Опишіть їх.
5. Які мінімальні відсотки армування розтягнутих елементів?
6. Як розраховують центрально розтягнуті елементи на міцність?
7. Як розраховують на міцність позацентрово розтягнуті елементи?

Частина третя

Проектування залізобетонних конструкцій

Розділ 9

9.1. Загальні принципи проектування залізобетонних конструкцій

Будівля (споруда) – це сукупність конструктивних елементів, що взаємопов'язані між собою у певному порядку. Цим гарантується міцність, стійкість та довговічність усієї системи в цілому, а також її окремих елементів. Конструктивні елементи і спряження їх між собою, тобто конструктивні вузли, проектують відповідно до напрямку зовнішніх силових і несилових впливів, напружень та інших фізичних процесів, що виникають у конструкції. В разі завантаження одного з елементів будівлі в роботу включаються й інші елементи, а отже настає їхня просторова робота.

Конструктивні рішення будівель та споруд у процесі проектування вибирають на основі техніко-економічного порівняння варіантів для конкретних умов.

Як матеріал для перекриттів, стін та каркасів одно- та багатоповерхових будівель використовують в основному залізобетон, який відповідає вимогам міцності, довговічності та техніко-економічної ефективності. Тому залізобетонні конструкції мають бути індустріальними, тобто виготовляться, транспортуватись і монтуватись із якнайменшими затратами ручної праці.

При серійному виготовленні збірні залізобетонні конструкції мають бути максимально типізовані, що дає можливість спростити їхнє виробництво, підвищити продуктивність праці і знизити строки виготовлення та вартість. Типізації збірних залізобетонних елементів можна досягти тільки за умови максимальної уніфікації конструктивних схем будівель та споруд. У свою чергу, уніфікація конструктивних схем будівель залежить від модулювання основних будівельних параметрів будівель та споруд (поздовжніх і поперечних кроків колон, прольотів і висот приміщень, прив'язування конструкцій до основних поздовжніх та поперечних осей).

9.2. Уніфікація і типізація збірних конструкцій і вимоги до конструктивних схем

Об'ємно-планувальні і конструктивні вирішення мають забезпечувати максимальну уніфікацію основних розмірів будівель та споруд і зменшення кількості типорозмірів та марок конструкцій.

Об'ємно-планувальний елемент, або просторова комірка, – це частина будівлі з розмірами, які дорівнюють прольоту, кроку (колон, стін), висоті поверху. Планувальний елемент, або комірка, – це горизонтальна проекція просторової комірки.

Основою уніфікації є єдина модульна система, що являє собою сукупність правил координації об'ємно-планувальних вирішень на базі

основного модуля – 100мм (1М). Для вибору об'ємно-планувальних вирішень застосовують виробничі модулі (укрупнені): 6000, 3000, 1500, 1200, 600 та 300 мм, які відповідно позначають 60М, 30М, 15М, 12М, 6М та 3М. Для розмірів конструктивних елементів (поперечного перерізу, зазорів тощо) використовують дробові модулі 50, 20 та 10мм, позначувані відповідно 1/2М, 1/5М та 1/10М.

У разі типізації збірних елементів вибирають найраціональніші, перевірені практикою конструкції, що характеризуються такими показниками: витратою матеріалів, масою, трудомісткістю виготовлення та монтажу, вартістю конструкцій.

Кожному вибраному типу конструкцій відповідає обмежене число типорозмірів з певною градацією їх.

Зміна навантажень або прольоту конструкції при незмінній висоті її перерізу зумовлюється насиченням арматурою або зміною класу бетону. Наприклад, із збільшенням навантаження на панель перекриття або її довжини розміри поперечного перерізу її зберігаються, а переріз арматури збільшується. Для балок покриттів збільшення їхньої довжини тягне за собою зміну розмірів перерізу, в основному висоти. Для колон одноповерхових промислових будівель зміна навантажень і висоти зумовлює зміну розмірів перерізу, класу бетону і насичення арматурою. Тим часом у колонах багатоповерхових будівель розміри поперечних перерізів на поверхх зберігаються, а насичення арматурою і клас бетону можуть змінюватись.

Найефективнішим є серійне заводське виготовлення конструкцій, оскільки при цьому застосовується найдосконаліша технологія виробництва, знижується трудомісткість виготовлення і вартість виробів, підвищується їхня якість.

Типізація виробів передбачає укрупнення конструкцій. Це сприяє зменшенню числа елементів, скороченню часу на монтаж їх, числа вузлів спряження і обсягу робіт на будівельному майданчику, зменшує трудовитрати, строки і вартість будівництва, а також підвищує якість робіт. Уніфікація основних конструктивних схем і типізація збірних елементів забезпечують індустріалізацію збірного будівництва.

Для промислових будівель ефективно застосовувати великопанельні плити покриття, які укладають на ферми (бажано без підкрокв'яних конструкцій). Для цивільних будівель раціонально застосовувати панелі перекриття розміром на кімнату, а також стінові панелі заввишки на поверх і завширшки на одну чи дві кімнати або об'ємні блоки, що являють собою поєднання в одному виробі елементів стін та перекриттів. Довжина збірних елементів з умов їх транспортування може бути до 24 м.

Для зниження маси будівель та споруд слід застосовувати полегшені конструкції (порожнисті, тонкостінні) з бетонів високих класів з високоміцною арматурою; при цьому доцільно використовувати легкі заповнювачі.

Типізація збірних конструкцій та укрупнення їх дають можливість уніфікувати вантажність монтажних і транспортних засобів залежно від маси елементів і висоти будівель. Для типізації конструкцій і взаємного ув'язування їх в каркас будівлі на основі єдиної модульної системи встановлено три розміри: номінальний, конструктивний і натурний. Номінальний розмір L визначає відстань між осями будівлі у плані і між поверхами. Конструктивний розмір L_c відрізняється від номінального потрібними зазорами між елементами. Так, при номінальному розмірі панелі покриття 6000 мм і зазорі 30 мм її конструктивний розмір 5970 мм (рис. 9.1, а). Натурні розміри є дійсними габаритами конструкції, які залежать від зазорів, точності виготовлення елементів, допуску, методів та умов монтажу, способів складання і замоноличування швів.

Довжину ригеля міжповерхового перекриття визначають з урахуванням розмірів перерізу колони й зазорів (рис. 9.1, б).

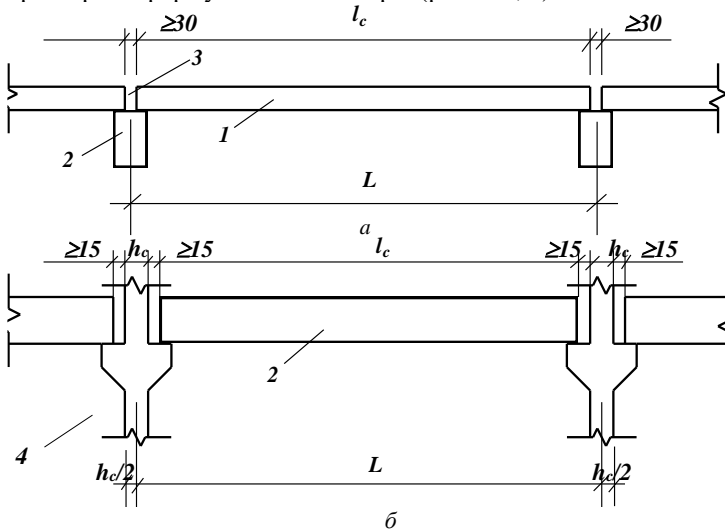


Рис. 9.1. Номінальний та конструктивний розміри збірних елементів:

a – розміри панелі перекриття; b – те саме ригеля міжповерхового перекриття; 1 – панель; 2 – ригель; 3 – заливка; 4 – колона

Для житлових і цивільних будівель сітка колон кратна модулю 2М (0,2 м) з розмірами від 2,8 до 6,8 м в обох напрямках. Висоти поверхів встановлюють на основі модуля 3М (0,3 м) (2,7; 3; 3,3 та 3,6 м).

Уніфікують також і навантаження. Так, за модуль розрахункових навантажень покриттів будівель прийнято навантаження, що дорівнює $0,5 \text{ кН/м}^2$. Конструкції розраховують на навантаження від їхньої ваги та снігу, ваги підвісних кранів, а також залежно від кліматичних районів, наявності чи відсутності перепаду профілю покриття, агресивного середовища. Інтенсивність навантаження від 3 до 7 кН/м^2 . Для

міжповерхових перекриттів будівель встановлено тимчасові нормативні навантаження від 5 до 30 кН/м² при модулі 0,5 кН/м².

У результаті уніфікації габаритних розмірів та навантажень виникла можливість звести об'ємно-планувальні рішення будівлі та споруд до обмеженого числа типів. Це дало змогу уніфікувати конструктивні схеми каркасних та панельних будівель і конструкції їхніх вузлів.

На основі типізації елементів та конструктивних схем розробляють типові проекти будівель та споруд масового будівництва.

9.3. Технологічність збірних конструкцій

Форма і армування збірних елементів мають бути прості і зручні для заводського виготовлення.

Збірні елементи з'єднують у місцях найменших згинальних моментів (рис. 9.2, *a*) і там, де монтаж конструкцій виконувати найпростіше (рис. 9.2, *б*).

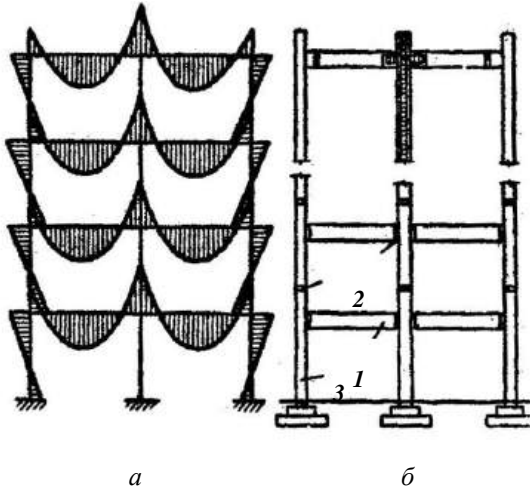


Рис. 9.2. Розрізування конструкцій багатоповерхової рами на збірні елементи: *a* – епюра моментів в елементах багатоповерхової рами; *б* – схема стиків збірних елементів багатоповерхової рами; 1 – ригель; 2 – стик; 3 – колона

Конструкції, для виготовлення яких максимально використовуються високопродуктивні машини та механізми без додаткових ручних операцій, а також автоматизація виробництва, називають *технологічними*.

Збірні елементи для зручності монтажу поділяють на частини. Наприклад, колони каркасів багатоповерхових будівель стикують на висоті 800...1000 мм вище від перекриття, хоч мінімальне значення згинального моменту – в середній частині їхньої висоти.

Стики збірних елементів мають бути простими, рівномісними

конструкціям, що стикаються, і технологічними для монтажу. Для цього на конструкціях передбачаються ризки і фіксатори для контролю під час монтажу.

Широко застосовують кондуктори для встановлення конструкцій у проектне положення.

Для монтажу збірних елементів передбачаються петлі, закріплені в бетоні чи в арматурному каркасі або ж стропувальні отвори. Для зручності петлі встановлюють у лунках врівень з поверхнею елемента. Монтажні петлі виготовляють з гарячекатаної арматури класу A240C марки ВСтЗсп2 або марки 10ГТ з великою площиною текучості. Арматура з холоднооброблених сталей для петель не придатна. Міцність петель перевіряють розрахунком.

9.4. Проектування збірних конструкцій з урахуванням зусиль, що виникають у процесі виготовлення, транспортування і монтажу

Збірні конструкції до встановлення їх у проектне положення зазнають різних силових навантажень. Часто ці зусилля і розрахункові схеми відрізняються від проектних. Так, під час відпуску попередньо напруженої арматури переріз елемента, що працює на згинання, позацентрово стиснутий. У процесі транспортування і монтажу збірні елементи зазнають навантаження від власної ваги. В результаті розміри перерізів елементів, передбачені для стадії експлуатації, можуть виявитись недостатніми для транспортування чи монтажу. Тому розрахункові схеми елементів у стадії транспортування і монтажу слід призначати подібними до розрахункових схем у стадії експлуатації. Цього досягають правильним розташуванням монтажних петель або стропувальних отворів, вибором місць спирання конструкцій і додатковим армуванням.

Розраховуючи збірні елементи для стадії транспортування, піднімання і монтажу, навантаження від ваги конструкції враховують з коефіцієнтом динамічності, який дорівнює: при транспортуванні – 1,6, при підніманні і монтажі – 1,4. При цьому коефіцієнт надійності щодо навантаження від ваги елемента не вводять. Значення коефіцієнта динамічності можна знизити до 1,25, якщо це підтверджується досвідом застосування конструкцій.

Найпоказовішою є відмінність у роботі колони на стадіях експлуатації і транспортування або монтажу, коли вона зазнає згинання від власної ваги. У першому випадку колона позацентрово стиснута (рис. 9.3, *a* та *б*), у другому положення стиснутої і розтягнутої зон змінюється (рис. 9.3, *в* та *г*) і може бути, що арматура, розрахована для експлуатаційного стану, виявиться недостатньою для стадії монтажу. Щоб не вводити додаткової арматури, слід приймати таку розрахункову схему колони на монтажі, яка б виключала можливість виникнення максимальних розтягувальних зусиль, спричинених згинальними моментами. Цього досягають пересуванням монтажних петель від кінців до середини колони. Тоді згинальні моменти зменшуються.

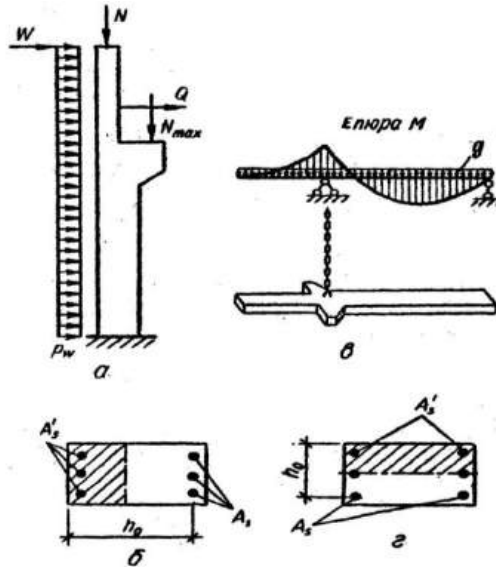


Рис. 9.3. До розрахунку збірних конструкцій в стадіях експлуатації, транспортування і монтажу: *a* – розрахункова схема колони в стадії експлуатації *б* - армування перерізів у стадії експлуатації; *в* – розрахункова схема колони в стадіях транспортування і монтажу; *г* - армування колони в стадіях транспортування і монтажу

Конструкції значної висоти і малої ширини (ферми, балки-стілки, стінові панелі) транспортують і монтують у робочому положенні, оскільки інше положення (наприклад, плазом) істотно змінює розрахункову схему і потребує спеціального армування.

Під час транспортування і монтажу збірних елементів необхідно гарантувати стійкість конструкцій та інші вимоги безпеки, що досягається спеціальними конструктивними заходами.

Відпускну міцність бетону збірних елементів, при якій можна транспортувати і монтувати конструкції, зазначають у стандартах.

9.5. Спряження і стики збірних елементів

Будівлі, змонтовані з окремих елементів, мають працювати під навантаженням, як монолітні. Цього досягають спряженням конструкцій. Стики забезпечують взаємний зв'язок окремих елементів і щодо міцності та жорсткості повинні відповідати перерізам конструкцій.

Стики конструкцій розрізняють за функціональною і розрахунково-конструктивною ознаками.

За функціональними ознаками розрізняють стики крокв'яних конструкцій (балки, ферми), стінових панелей, ригелів з колонами, колон між собою, колон з фундаментами. На рис. 9.4 показано деякі поширені види стиків збірних елементів.

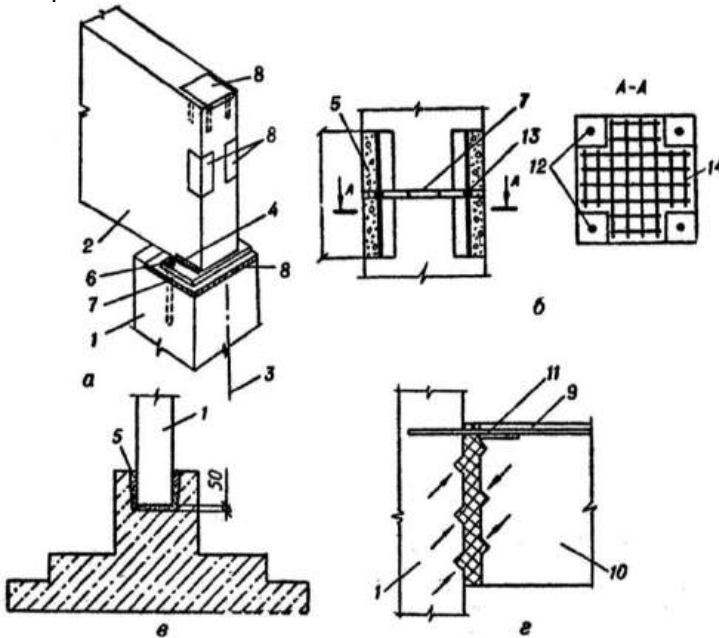


Рис. 9.4. Стики збірних елементів: *а* – ригеля з колоною; *б* – жорсткий стик збірних колон із ванним зварюванням арматурних випусків; *в* – колони з фундаментом; *г* – балки з колоною за допомогою бетонних шпонок;

1 – колона; 2 – ригель; 3 – вісь ряду; 4 – зварювання; 5 – бетон замоноличування; 6 – гайка; 7 – сталевая пластина товщиною 12 мм; 8 – закладні деталі; 9 – плита; 10 – балка; 11 – зварний стик стержнів, пропущених крізь колону з випуском ригелів; 12 – арматурні випуски; 13 – ванне зварювання; 14 – зварна сітка (у розрізі умовно не показана)

За розрахунково-конструктивними ознаками стики можуть бути випробувальними: зазнавати осьового чи позакентрового розтягання (стик нижнього пояса ферми), стискання (стик колон між собою), згинання з поперечною силою (жорстке спряження ригеля з колонами).

Стики елементів, які сприймають розтягувальні зусилля, – стики нижніх поясів ферм, ригелів з колонами (рис. 9.4, *а*) треба виконувати зварюванням випусків робочих стержнів або сталевих закладних деталей, до яких приварена робоча арматура елементів, що стикуються. При цьому не допускається розгинання закладних деталей або виколування бетону.

Жорсткі стики колон рекомендується виконувати зварюванням випусків поздовжньої арматури у спеціальних підрізках з подальшим замоноличуванням їх (рис. 9.4, б). Торці колон стикають через центруючу бетонну прокладку або сталеву пластину, заанкеровану в бетон чи приварену до закладної деталі колони. Розміри у плані центруючої прокладки (бетонного виступу) призначають не більше як 1/4 відповідного розміру перерізу колони, а товщину її – 20...25 мм.

Форма й розміри підрізок (рис. 9.4, б) визначаються числом стержнів, що стикаються, їхню сумарну висоту h_1 приймають не менш як 30 см і не менш як $8d$ (d – діаметр випусків).

На кінцях стиснутих елементів, що стикаються, встановлюють непряму арматуру. Коефіцієнт насичення її μ приймають не менш як 0,0125. У зоні підрізування арматурні випуски зв'язують хомутами.

Бетон замоноличування стиків сильно навантажених стиснутих елементів приймають не нижче як С20/25. В разі потреби в зоні підрізування бетон замоноличування можна армувати зварними сітками. До замоноличування такі стики працюють як шарнірні, а після замоноличування – як жорсткі. Для передавання значних зсуваючих зусиль у стиках (стики ригеля з колоною при невеликих навантаженнях, стики збірно-монолітних конструкцій) у збірних елементах рекомендується робити бетонні шпонки (рис. 9.4, з). У разі зварювання випусків арматури з закладними деталями не допускається жолоблення сталевих деталей.

Ширина швів між збірними елементами має бути не менш як 20 мм для елементів заввишки до 250 мм і не менш як 30 мм при великій висоті.

Клас бетону для замоноличування швів, що передають розрахункові зусилля, приймають залежно від умов роботи з'єднаних елементів, але не менше як С8/10.

9.6. Деформаційні шви

Більшість залізобетонних конструкцій – статично невизначувані системи. Зміна температури, усадка бетону, нерівномірне осідання фундаментів створюють у таких конструкціях додаткові зусилля. Так, у балках каркасів неопалюваних будівель, у конструкціях, що зазнають сезонного перепаду температур, який спричиняє періодичні розтягання і стискання, у фундаментах на різномірних ґрунтах або в разі неоднакового тиску на їх основи, – в усіх цих випадках можуть утворюватися тріщини надмірної ширини розкриття або деформуватись частини конструкцій.

Для зменшення зазначених зусиль залізобетонні конструкції поділяють по довжині та ширині на окремі частини (блоки) деформаційними швами.

При зведенні будівель з монолітних конструкцій деформаційні шви є робочими швами, тобто місцями для технологічного переривання робіт.

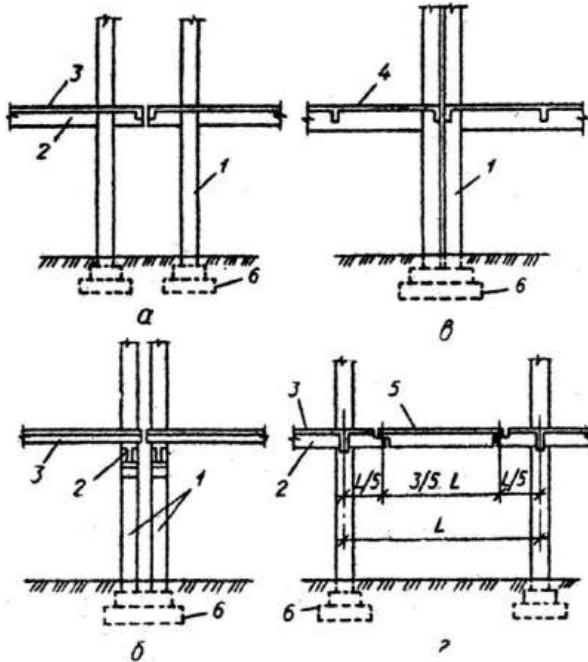


Рис. 9.5. Деформаційні шви: *a* – осадочний шов при консольних випусках балок; *б* – температурний шов у збірних конструкціях; *в* – те саме, у монолітних; *г* – осадочний шов за допомогою вкладного елемента; 1 – колона; 2 – ригель; 3 – плита; 4 – монолітне перекриття; 5 – вкладний елемент; 6 – фундамент

Осадочні і температурно-усадочні шви в залізобетонних конструкціях роблять зварними з розрізуванням елементів до підшови фундаменту (рис. 9.5, *a*). У каркасних будівлях температурно-усадочні шви виконують спарюванням колон з доведенням шва до верху фундаменту (рис. 9.5, *б* та *в*).

При значній відстані між осями колон осадочний шов виконують на зустрічних консолях балок (рис. 9.5, *a*) або у проміжку між колонами роблять вкладний проліт (рис. 9.5, *г*). Консолі балок армують відповідно до діючих зусиль, а щоб зменшити тертя між балками, закладають сталеві пластини.

Температурно-усадочні шви зазвичай роблять завширшки 20...30 мм і заповнюють толем, руберойдом чи просмоленим клоччям.

Р о з д і л 10

Перекриття багатоповерхових будівель

10.1. Основні відомості

Плоскі залізобетонні перекриття дуже поширені у промисловому та житлово-цивільному будівництві завдяки своїй економічності, довговічності, гігієнічності, вогнестійкості та високій опірності статичним та динамічним навантаженням

За способом виготовлення перекриття бувають монолітні, збірні та збірно-монолітні.

Монолітні перекриття бетонують безпосередньо на будівельному майданчику. Це подовжує строки будівництва і потребує додаткових витрат на влаштування помостів, опалубки та прогрівання бетону взимку. Тому монолітні перекриття застосовують у будівництві за індивідуальними, нетиповими конструктивними рішеннями, коли використання таких перекриттів економічно доцільне.

Збірні перекриття найбільш індустріальні. Крім того, застосування їх дає можливість уніфікувати конструктивні елементи, що забезпечує велику варіантність проектних вирішень при обмеженому числі типорозмірів. Конструктивні елементи збірних перекриттів виготовляють на заводах, а на будівельному майданчику виконують механізований монтаж їх, що скорочує строки будівництва. Вони більш економічні і менш трудомісткі, ніж монолітні та збірно-монолітні перекриття.

Збірно-монолітні перекриття є оптимальним поєднанням збірних та монолітних елементів. Так, на збірні балки можна укласти збірні плити зменшеної товщини з наступним замонолічуванням усього перекриття.

За конструктивним вирішенням монолітні, збірні та збірно-монолітні перекриття бувають балкові та безбалкові.

Балкові перекриття складаються з балок, які ідуть у одному або двох напрямках, та плит.

Плити, що входять до складу перекриттів, можуть опиратися на дві, три або чотири сторони (рис. 10.1). В разі опирання тільки на дві (рис. 10.1, а), а також на чотири (рис. 10.1, б) сторони і за умови співвідношення сторін $l_2/l_1 \geq 3$ плити розраховують як балкові, що працюють на згинання в одному напрямі, а за умови $l_2/l_1 < 3$ (рис. 10.1, в) – як плити, які оперті по контуру і працюють на згинання в двох напрямках. При опиранні плит на три сторони і за умови співвідношення сторін $l_2/l_1 \geq 1,5$ (рис. 10.1, г) їх можна розраховувати як плиту, оперту по контуру, а якщо $l_2/l_1 < 1,5$, виділяють дві ділянки: балкову завширшки $l_2 - 1,5l_1$ з прольотом l_1 і решту плити, яка працює в двох напрямках (рис. 10.1, д).

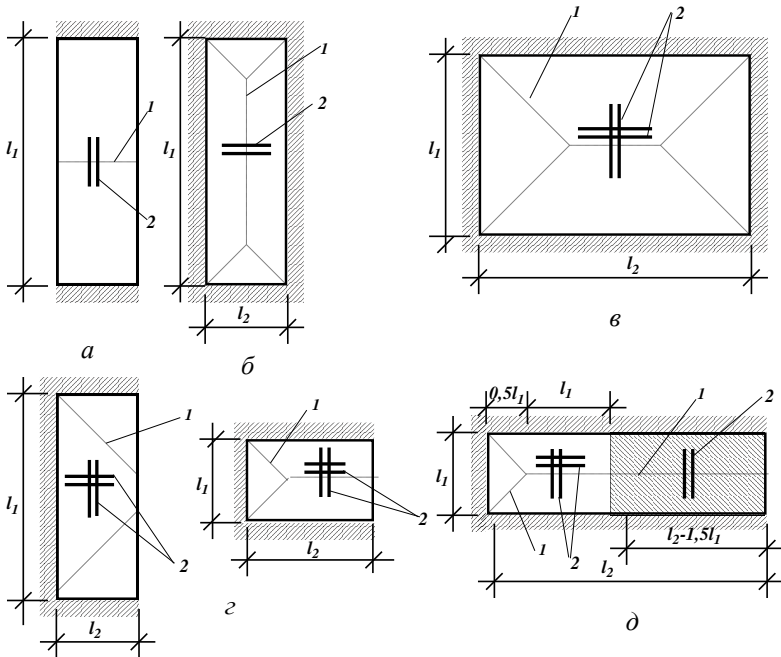


Рис. 10.1. Схеми плит перекриттів: *a* – при опиранні на дві сторони; *б* – при опиранні на чотири сторони і роботі в напрямі l_1 , ($l_2/l_1 \geq 3$); *в* – те саме, при роботі в двох напрямках ($l_2/l_1 < 3$); *г* – при опиранні на три сторони ($l_2/l_1 < 1,5$); *д* – те саме, при $l_2/l_1 > 1,5$; 1 – лінії зламу; 2 – робоча арматура

Залежно від співвідношення розмірів плит у плані розрізняють перекриття з балковими плитами, або з плитами, опертими по контуру.

Безбалкові перекриття складаються з плит, опертих безпосередньо на колони. Такі перекриття бувають монолітними, збірними та збірно-монолітними. До безбалкових належать і перекриття в будівлях, що зводяться методом піднімання перекриттів або поверхів.

10.2. Монолітні ребристі перекриття з балковими плитами

Такі перекриття складаються з монолітно зв'язаних плит, другорядних та головних балок (рис. 10.2, *a*). Вони економічні щодо витрати бетону та сталі. Головні балки можуть розташовуватись уперек (рис. 10.2, *б*) або уздовж (рис. 10.2, *в*) будівлі. Напрямок головних балок приймають залежно від призначення будівлі, необхідної освітленості, просторової жорсткості, умов технології виробництва. В разі розташування головних балок уперек

будівлі збільшується її жорсткість і поліпшується освітленість. Коли головні балки спрямовані уздовж будівлі, можна мати більше планувальних вирішень. Тому поздовжнє спрямування головних балок застосовують частіше в цивільних будівлях.

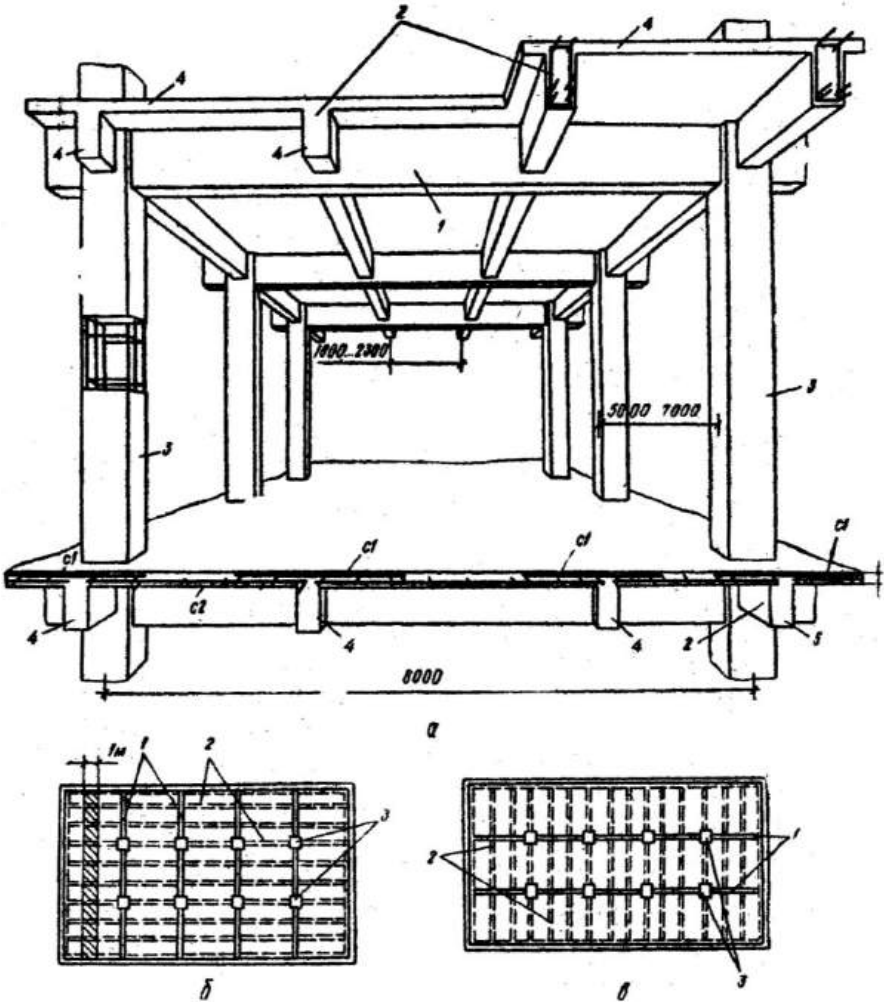


Рис. 10.2. Монолітне ребристе перекриття з балковими плитами:
а – загальний вигляд перекриття; *б* та *в* – плани перекриття, коли головні балки розташовано впоперек (*б*) і вздовж (*в*) будівлі; 1 – головна балка; 2 – другорядні балки; 3 – колони; 4 – перерізи, в яких арматуру умовно не показано

Прольоти приймають: для плит – 1,8...2,3 м; для другорядних та

головних балок – 5...7 м. Крайні прольоти плити, другорядних та головних балок можуть бути на 10 % менші від середніх. Тоді згинальні моменти і перерізувальні сили в крайніх прольотах практично не відрізняються від розрахункових зусиль середніх прольотів.

Товщина плити і розміри перерізів балок залежать від прольоту і навантаження. Товщина плити становить $1/25...1/40$ прольоту. При цьому її по можливості приймають якнайменшою, оскільки витрата бетону на плиту становить 40...50 % від загальної витрати бетону на перекриття. Мінімальна товщина плити у виробничих будівлях – 6 см, у цивільних – 5 см, а в покриттях – 4 см. При корисному навантаженні ν до 10 кН/м^2 товщину плити приймають 7...8 см, а зі збільшенням навантаження і при прольотах 2,5 м і більше товщина плити збільшується до 10 см. Висоту балок призначають: другорядних з прольотом l_2 $h = (1/12...1/20)l_2$ і для головних прольотом l_3 $h = (1/8...1/15)l_3$. Ширину ребра балок приймають $b = (1/2...1/3)h$.

Висоту балок при $h \leq 60 \text{ см}$ приймають кратною 5 см, а при $h > 60 \text{ см}$ кратною 10 см. Ширину ребра рідко приймають меншою за 15 см.

У кожному прольоті головної балки можуть розташовуватись одна, дві або три другорядні балки. Якщо головна балка має проліт 6м, то в її прольоті розміщують три другорядних балки (рис. 10.2).

Переваги монолітних ребристих перекриттів з балковими плитами: достатньо великий діапазон прольотів і чітка статична схема передавання навантажень від плит до другорядних балок, від другорядних балок до головних, а від головних балок на колони і з колон на фундаменти. Їхні недоліки: складність опалубки, підвищена трудомісткість арматурних робіт, ребриста стеля приміщень.

Розрахунок і конструювання плит. Розраховуючи плиту, розглядають її смугу завширшки 1 м з опорами на другорядних балках. Плиту розраховують як нерозрізну багатопролітну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 10.3). Коли число прольотів більше від п'яти, плити розраховують як п'ятипролітні.

Балкові плити та балки ребристих перекриттів розраховують із урахуванням перерозподілу згинальних моментів внаслідок пластичних деформацій. При певному значенні навантаження і текучості розтягнутої арматури в залізобетонних конструкціях утворюються зони надмірних деформацій бетону (тріщини), які у стані граничної рівноваги конструкцій називаються *пластичними шарнірами*, а в плитах – *лініями зламу*.

У статично визначній системі поява пластичного шарніра перетворює її у змінювану систему і призводить до руйнування внаслідок взаємного повороту частин системи і зростання її прогину (рис. 10.4, а).

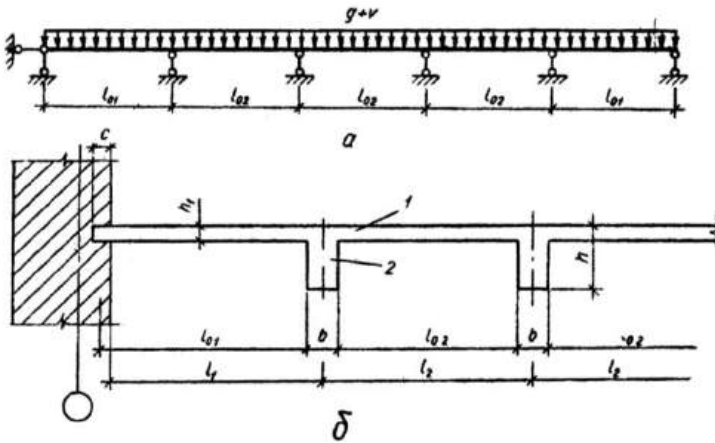


Рис. 10.3. До розрахунку плити ребристого монолітного перекриття з балковими плитами: а – розрахункова схема; б – розрахункові прольоти; 1 – плита; 2 – другорядна балка

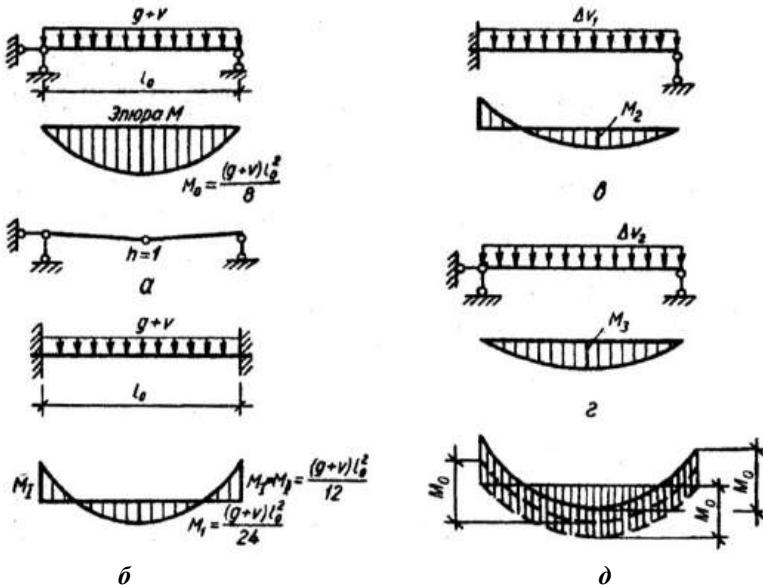


Рис. 10.4. Перерозподіл моментів унаслідок появи пластичних шарнірів: а – статично визначна балка; б – статично невизначна балка; в та е – перерозподіл моментів у статично невизначній балці в разі появи пластичних шарнірів; д – можливі схеми перерозподілу моментів у опорних та прольотних перерізах

У статично невизначній системі поява пластичного шарніра не призводить до її руйнування, а рівнозначна виключенню з роботи однієї зайвої в'язі, тобто зниженню статичної невизначеності на один ступінь. Наприклад, однопролітна балка з затиснутими опорами, що має дві зайві в'язі, руйнується при утворенні пластичних шарнірів у прольоті і на обох опорах (рис. 10.4, б). Таким чином, геометрична змінюваність настає при утворенні $n + 1$ пластичних шарнірів, де n – число зайвих в'язей.

У такій системі вже з появою першого пластичного шарніра відбувається перерозподіл згинальних моментів, тобто епюра моментів видозмінюється (рис. 10.4, в), оскільки система працює вже з однією затиснутою і другою шарнірною опорами. Зі збільшенням навантаження на Δv_2 і появою другого опорного пластичного шарніра система перетворюється у статично визначну (рис. 10.4, г). Поява третього пластичного шарніра в прольоті зі збільшенням навантаження спричиняє руйнування системи. Прольотний момент визначають як суму моментів M_I, M_2 та M_3 . Півсума опорних моментів M_I та M_{II} плюс момент у середині прольоту завжди дорівнюють прольотному моменту M_0 однопролітної балки. Це обчислюють статичним або кінематичним способом. Так, при статичному способі

$$M_I = M_0 - 0,5(M_I + M_{II}); \quad (10.1)$$

звідси умова рівноваги

$$M_I + 0,5(M_I + M_{II}) = M_0 = \frac{(g + v)l_0^2}{8}. \quad (10.2)$$

При кінематичному способі порівнюють віртуальні роботи зовнішніх та внутрішніх зусиль і доходять тієї самої умови рівноваги. З цієї умови випливає, що несуча здатність статично невизначеної системи не залежить від співвідношення значень опорних та прольотних моментів, їхні співвідношення зумовлює тільки послідовність утворення пластичних шарнірів.

Це співвідношення може бути довільним, але зменшення опорних моментів завжди спричиняє відповідне збільшення прольотних моментів (рис. 2.21, д), що впливає з додержання наведеної вище умови рівноваги.

Робочу арматуру плити розраховують у характерних перерізах, тобто за максимальними прольотними моментами в першому та середніх прольотах і за опорними моментами – на першій проміжній та середніх опорах, і укладають у розтягнутій зоні відповідно до епюри згинальних моментів. Необхідну площу перерізу робочої арматури плит обчислюють як для прямокутного профілю з одиночною арматурою.

Плити конструюють відповідно до загальних принципів армування елементів, що працюють на згинання, які наведено в частині 2 конспекту.

Плити найчастіше армують зварними сітками з поздовжньою або поперечною робочою арматурою. В'язані сітки застосовують, якщо плити мають складну форму, в них є невідповідні отвори, а також під час реконструкції і в разі малих обсягів робіт. Діаметр робочих стержнів зварної арматури плит рекомендується приймати не менш як 3 мм, а в'язаної – не менш як 6 мм

Розрахунок і конструювання другорядних балок. Розрахункова схема аналогічна до розрахункової схеми плити (рис. 10.5, *a*). Навантаження на другорядні балки збирають зі смуги, що дорівнює кроку балок (рис. 10.5, *b*), і складається з навантаження від плити та власної ваги другорядних балок.

Другорядні балки розраховують як рівнопролітні нерозрізні системи (якщо їхні прольоти відрізняються не більш як на 10%), звантажени рівномірно розподіленим навантаженням.

Якщо число прольотів перевищує п'ять, балки розраховують як п'ятипролітні.

Визначивши зусилля, розраховують міцності нормальних перерізів. Площу перерізу поздовжньої арматури визначають за максимальними значеннями згинальних прольотних моментів у першому та середніх прольотах і за опорними моментами на проміжній та середніх опорах. У разі наявності мінусових моментів у прольотах визначають площу верхньої поздовжньої арматури. При цьому перерізи балок у прольотах, де плита перебуває в стиснутій зоні, розраховують як таврові, а на опорах – як прямокутні, оскільки плита в цьому разі перебуває в розтягнутій зоні і в розрахунку її до уваги не беруть.

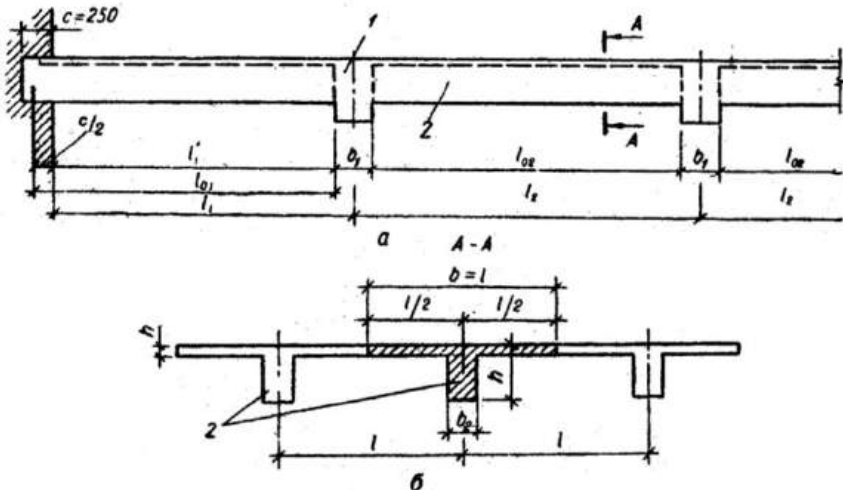


Рис. 10.5. До розрахунку другорядних балок: *a* – розрахункова схема; *b* – розрахункові прольоти і розрахункова смуга, з якої збирають навантаження на другорядну балку; 1 – головна балка; 2 – другорядні балки

Другорядні балки конструюють відповідно до загальних правил армування елементів, що працюють на згинання. Армують їх зварними або в'язаними каркасами відповідно до епюр згинальних моментів і поперечних сил (рис. 10.6).

Розрахунок і конструювання головних балок. Постійне і тимчасове навантаження на головні балки збирають зі смуги, що дорівнює кроку балок, і прикладають у вигляді зосереджених сил у місцях опирання другорядних балок.

Зосереджені сили G складаються із смуги постійних навантажень від перекриття, що передаються через другорядні балки, і від ділянки головної балки між осями сусідніх другорядних балок, вагу якої наближено приймають як зосереджене навантаження.

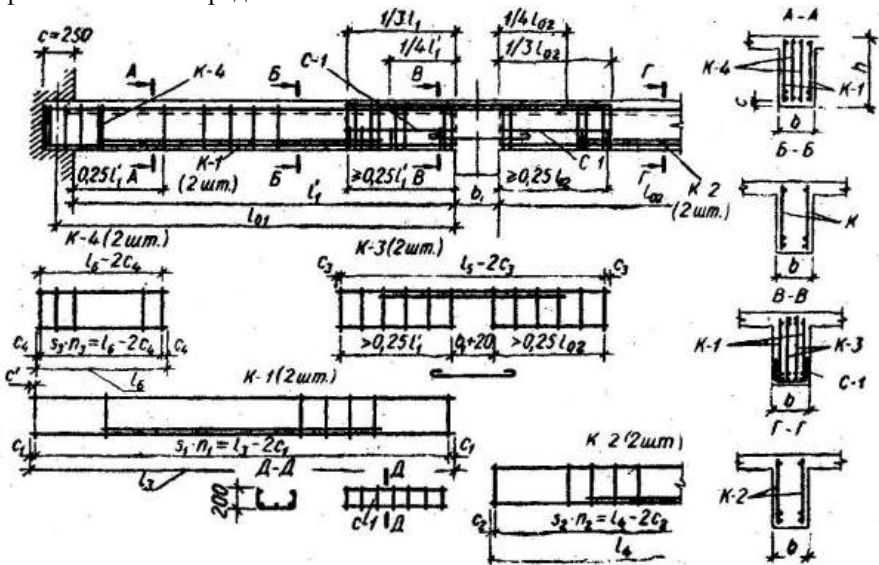


Рис. 10.6. Армування другорядних балок зварними каркасами в прольотах і на опорах: 1...4 – номери стержнів

Тимчасове навантаження подають у вигляді зосередженої сили і збирають також із ділянки між другорядними балками. Розрахункову схему наведено на рис. 10.7.

Розрахункові прольоти приймають $l_{02} = l_2$; $l_{01} = l_1 + c/2$.

Розрахункові зусилля в головних балках обчислюють як в пружній системі залежно від розрахункової схеми і різних комбінацій тимчасового навантаження. При зосереджених (G – постійному та V – тимчасовому) навантаженнях

$$M = (\alpha G + \beta V) V_0^2; \quad (10.3)$$

$$Q = (\gamma G + \delta V) V_0, \quad (10.4)$$

де коефіцієнти α, β, γ та δ приймають за таблицями залежно від схеми завантаження балки тимчасовим навантаженням.

Пластичні деформації враховують способом перерозподілу згинальних моментів між опорними та прольотними перерізами. Зміну значень згинальних моментів (перерозподіл зусиль) виконують виходячи з умови обмеження ширини розкриття тріщин. При різних схемах завантаження нерозрізних балок тимчасовим навантаженням перерозподіл згинальних моментів дає можливість зменшити їхню величину в розрахункових перерізах і відповідно знизити витрату арматури, а також уніфікувати армування балок у прольотах і на опорах.

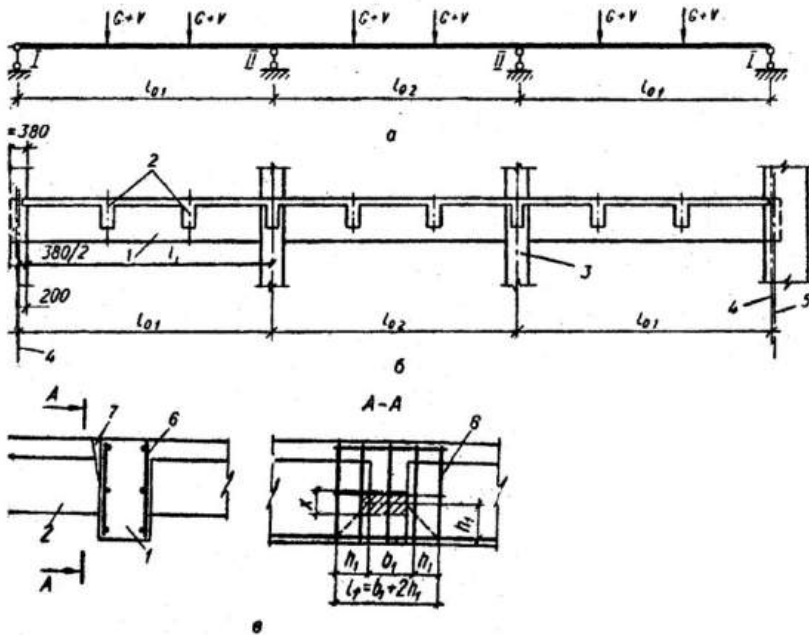


Рис. 10.7. До розрахунку головних балок: а – розрахункова схема; б – розрахункові прольоти; в – схема можливого тріщиноутворення та армування в зоні прилягання другорядної балки до головної; 1 – головна балка; 2 – другорядні балки; 3 – колони; 4 – вісь опори балки; 5 – прив'язувальна вісь; б – додаткові каркаси або хомути; 7 – тріщина; x – висота стиснутої зони на опорі другорядної балки (штриховою лінією показано зону відриву)

Після визначення зусиль розраховують міцність нормальних перерізів.

Площу перерізу робочої поздовжньої арматури визначають за максимальними моментами в першому та середніх прольотах і за опорними моментами на першій проміжній та середніх опорах. Площу перерізу поздовжньої робочої арматури обчислюють у прольотах як для таврових, а на опорах – як для прямокутних профілів.

Поперечну арматуру головних балок визначають відповідно до розрахунку на міцність нахилених перерізів елементів, що працюють на згинання.

Головні балки конструюють в основному так само, як і другорядні.

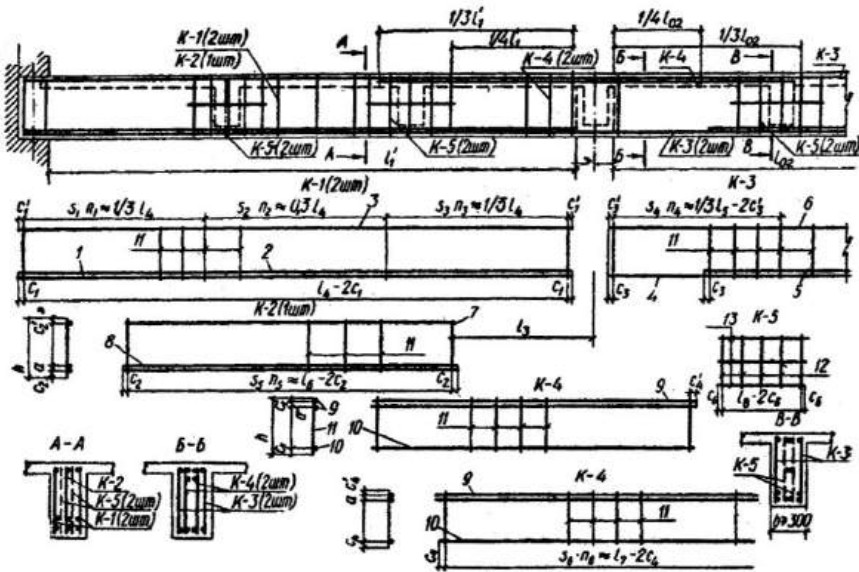


Рис. 10.8. Армуння головних балок зварними каркасами: 1...13 – номери стержнів

У разі армування головних балок зварними каркасами прольотну і опорну арматуру виконують у вигляді окремих плоских каркасів (рис. 10.8). Крок поперечних стержнів у межах відстані між другорядними балками приймають постійним.

У розтягнутій зоні перерізу другорядних балок у місцях прилягання їх до головних балок можлива поява тріщин. Тоді опорний тиск від другорядних балок на головні передаватиметься через бетон стиснутої зони у межах висоти головної балки, що може спричинити відривання розтягнутої зони (рис. 10.7, в).

При армуванні головної балки зварними каркасами у цій зоні, як правило, встановлюють дві сітки (рис. 10.8).

10.3. Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру

Такі перекриття застосовують у житлових та громадських будівлях над залами, вестибюлями тощо. Вони складаються з плит та балок однакової висоти, розташованих у двох взаємно перпендикулярних напрямках по осях колон (рис. 10.9, а, б, І).

Плити, оперті по контуру (рис. 10.1), розраховують на згинання в двох напрямках, їхні прольоти – 4...6 м, товщина – 8...14 см, але не менш як 1/50 меншого прольоту.

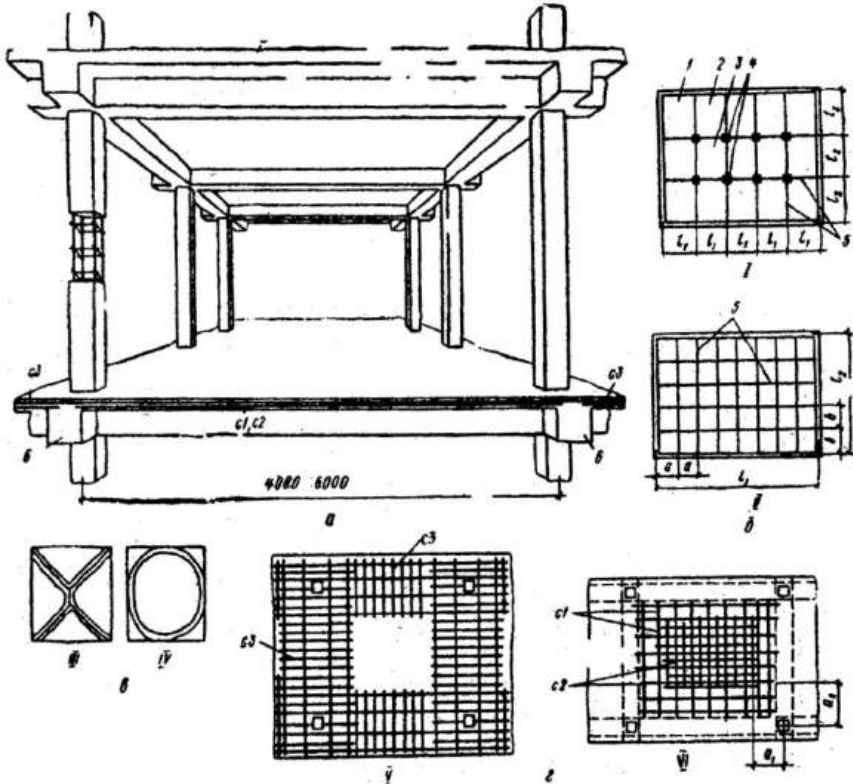


Рис. 10.9. Монолітне ребристе перекриття з плитами, які працюють у двох напрямках: а – загальний вигляд; б – плани перекриттів; в – схеми руйнування плит; г – схеми армування плит; І – ребристе перекриття; ІІ – кесонне перекриття; ІІІ – тріщини на нижній поверхні; ІV – тріщини по верху плит; V – верхня опорна арматура; VI – нижня прольотна арматура; І – кутова панель; 2 – перша панель; 3 – середня панель; 4 – колони; 5 – контурні, балки; б – арматуру умовно не показано

У результаті численних експериментальних досліджень встановлено

характер руйнування плит, опертих па контуру, від дії рівномірно розподіленого навантаження. З'ясувалося, що на нижній поверхні плит тріщини спрямовані по бісектрисах кутів (рис. 10.9, в, III), а на верхній – при затискуванні плити, по контуру із заокругленням у кутах (рис. 10.9, в, IV).

Такі плити армують паралельно сторонам або по діагоналях. Несуча здатність в обох випадках буде однакова, а тріщиностійкість вища у плит, армованих паралельно сторонам. Крім того, таке армування простіше, оскільки довжини стержнів постійні. Тому, як правило, застосовують армування сітками з прямокутними вічками.

Розрахунок і конструювання плит. Плити, оперті по контуру, розраховують за методом граничної рівноваги. При цьому зусилля в плитах визначають кінематичним способом із рівності віртуальних робіт зовнішніх і внутрішніх сил. Пливу в момент руйнування розглядають як систему плоских ланок, з'єднаних пластичними шарнірами по лініях зламу (рис. 10.10). Панель плити в загальному випадку зазнає дії прольотних M_I та M_{II} і опорних моментів $M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$.

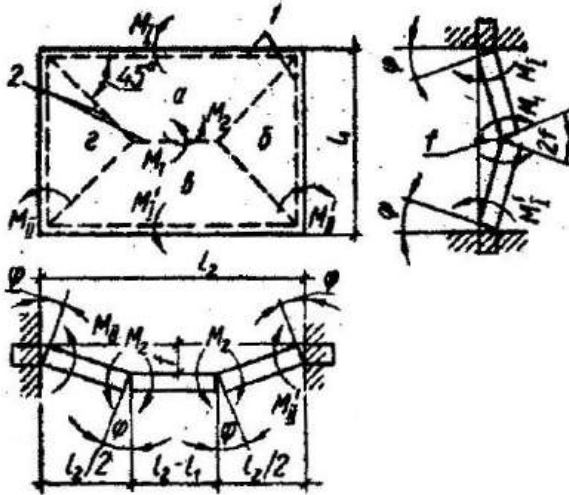


Рис. 10.10. До розрахунку плит, опертих по контуру, методом граничної рівноваги: $a...d$ – ланки, утворені лініями зламу; M_I, M_{II} – прольотні граничні згинальні моменти; $M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$ – опорні граничні згинальні моменти; f – максимальний прогин; φ – кут повороту ланок; l_1 і l_2 – прольотні перерізи

Найчастіше розрахунок таких плит починають із середніх панелей. Переріз робочої арматури плит, опертих по контуру, добирають як для прямокутного профілю з одиночною арматурою. Плити армують переважно зварними сітками з дроту Вр-І або стержньової арматури класу А400С.

Якщо прольоти перевищують 2,5 м, застосовують роздільне армування. У прольотах знизу укладають плоскі зварні сітки з поздовжньою робочою арматурою, а над опорами зверху – сітки з поперечною робочою арматурою (рис. 10.9, з).

Для економії металу знизу укладають дві різні сітки. При цьому площа кожної сітки становить 50% від величини, визначеної розрахунком; нижню сітку по всьому опорному контуру доводять до опор, а верхню – розміщують у середній частині плити, не доводячи до опор на відстані a_1 та a_2 . Розмір смуг a_1 та a_2 приймають рівним $(1/4)l_1$ для панелей, які повністю або пружно замуровані по всьому опорному контуру, і $(1/8)l_1$ – для панелей, вільно опертих хоч з одного краю. У даному випадку l_1 – менший проліт.

Розрахунок і конструювання контурних балок. На контурні балки навантаження передається з вантажних площадок трикутної чи трапециподібної форми (рис. 10.11, а).

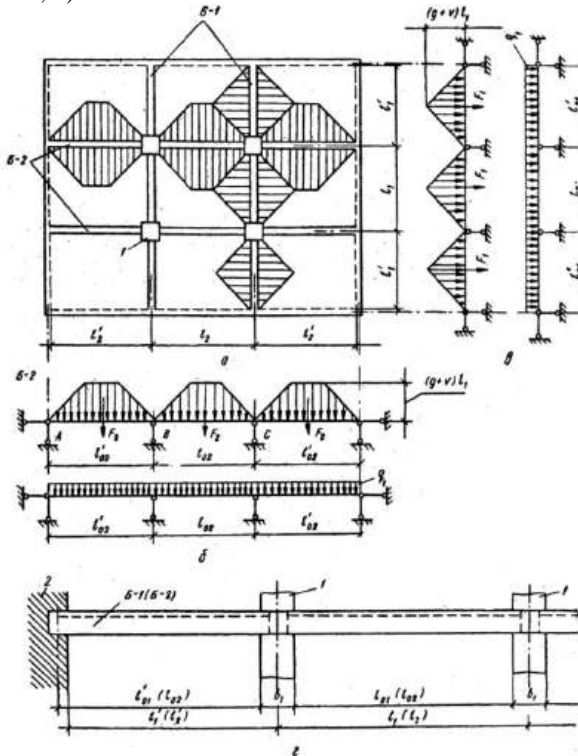


Рис. 10.11. До розрахунку контурних балок: а – схема розподілу навантаження; б та в – розрахункові схеми; г – розрахункові прольоти; 1 – колони; 2 – стіна

Добуток повного навантаження $(g + v)$ (на 1 м^2) на відповідну вантажну площу є повним навантаженням на проліт балки, завантаженої з двох боків:

при трикутному навантаженні

$$F_1 = \frac{(g + v)l_1^2}{2}; \quad (10.6)$$

при трапецеватому навантаженні

$$F_2 = \frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2}. \quad (10.7)$$

Значення моментів від цього навантаження для балок, що вільно лежать, у напрямі l_1 або l_2 :

при трикутному навантаженні

$$M_0 = \frac{(g + v)l_1^3}{12}; \quad (10.8)$$

при трапецеватому навантаженні

$$M_0 = \frac{(g + v)(3l_2^2 - l_1^2)l_1}{24}. \quad (10.9)$$

Крім того, потрібно враховувати рівномірно розподілене навантаження q_1 від ваги ребра балки без урахування ваги плити – g_1 і від постійного та тимчасового навантажень, розташованих безпосередньо над нею на смузі завширшки b , що дорівнює ширині ребра балки, $q_1 = g_1 + (g + v)b$.

У розрахунку балок з урахуванням пластичних деформацій згинальні моменти визначають з таких залежностей:

у першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M = \pm \left| 0,7M_0 + \frac{q_1 l_0^2}{11} \right|; \quad (10.10)$$

у середніх прольотах і на середніх опорах

$$M = \pm \left| 0,5M_0 + \frac{q_1 l_0^2}{16} \right|; \quad (10.11)$$

у трипролітній балці у середньому прольоті

$$M = 0,4M_0 + \frac{q_1 l_0^2}{24}. \quad (10.12)$$

Поперечні сили

$$Q_A = 0,5(F + q_1 l_0) - \frac{M_B}{l_0}; \quad (10.13)$$

$$Q_{BA} = 0,5(F + q_1 l_0) + \frac{M_B}{l_0}; \quad (10.14)$$

$$Q_{BC} = Q_{CB} = 0,5(F + q_1 l_0), \quad (10.15)$$

де M_B – момент на першій проміжній опорі.

Середні розрахункові прольоти балок дорівнюють відстані між гранями колон, а крайні – відстані від осі опори на стіні до грані колони. Спрощено розрахункові прольоти приймають звичайно рівними відстані в просвіті між балками іншого напрямку (рис. 10.11, *б* та *в*).

Площу перерізу арматури для контурних балок визначають так само, як для балок монолітного ребристого перекриття з балковими плитами.

Армують балки зварними каркасами. У місці перетину балок і на опорах встановлюють звичайні або сідлуваті каркаси (рис. 10.6).

10.4. Збірні балкові перекриття

Збірні перекриття завдяки своїй індустріальності набули великого поширення.

Конструктивні вирішення таких перекриттів ґрунтуються на єдиній модульній системі, що дає можливість скоротити число типорозмірів конструкцій. Будівництво провадять зі збірних залізобетонних елементів за типовими серіями при уніфікованих сітках колон. Слід зауважити, що вартість перекриттів може становити 20...25 % вартості багатоповерхової будівлі. Отже, зниження вартості конструкції перекриття дає можливість істотно зменшити вартість усієї будівлі.

У промислових та цивільних каркасних будівлях збірні балкові перекриття, що складаються з плит та ригелів (рис. 10.12, *а* та *б*), проектують під нормативні навантаження від 5 до 30 кН/м² двох типів: у першому випадку плити оперті на полиці ригелів (рис. 10.12, *в...д*), у другому – їх укладають зверху ригелів прямокутного чи таврового перерізу (рис. 10.12, *е*). Ригелі перекриттів при повному каркасі оперті на колони (рис. 10.12, *а*) або на колони та зовнішні стіни при неповному каркасі (рис. 10.12, *б*) і можуть розташовуватись уздовж або впоперек будівлі.

Напрямок ригелів призначають залежно від характеру технологічних процесів, типу будівлі, умов освітленості, просторової жорсткості тощо.

У промислових будівлях для забезпечення просторової жорсткості слід віддавати перевагу поперечному напрямку ригелів. У житлових та громадських будівлях найчастіше застосовують поздовжній напрям ригелів, що полегшує планувальні вирішення.

У панельних безкаркасних будівлях застосовують збірні перекриття, що складаються із суцільних або порожнистих плит, опертих на стіни.

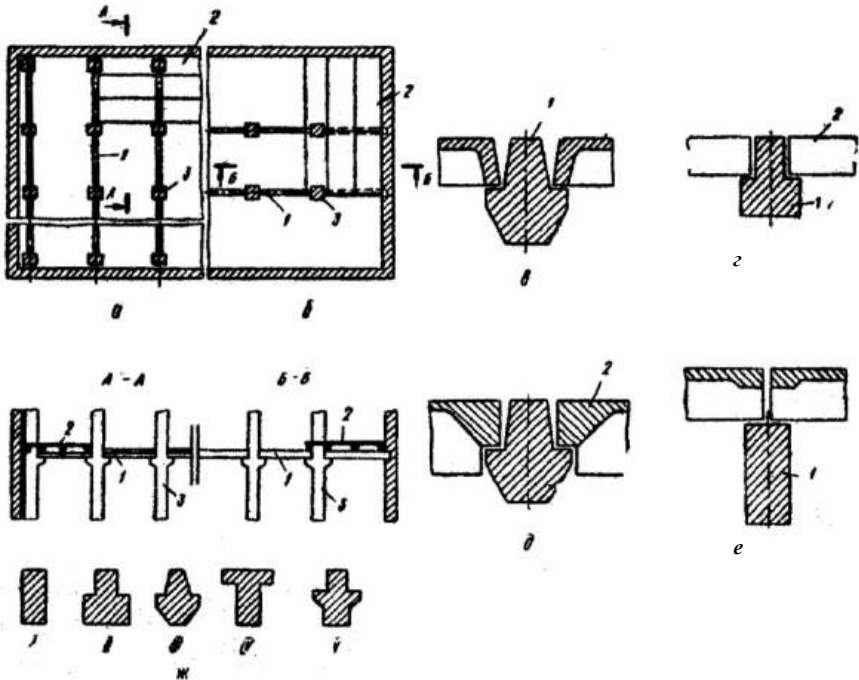


Рис. 10.12. Збірне балкове перекриття: *а* – при повному каркасі; *б* – при неповному каркасі; *в* – опирання ребристих плит на полиці ригелів; *г* – те саме, пустотних плит; *д* – те саме, плит «подвійне Т»; *е* – ребристих плит по верху ригелів; *ж* – типи перерізів ригелів; *І* – прямокутний; *II...V* – таврові; *1* – ригель; *2* – плита; *3* – колона

Розрахунок і конструювання плит. У міжповерхових збірних перекриттях застосовують плити ребристі, коробчаті, порожнисті, суцільні, а також плити «подвійне Т». Усі перелічені плити, крім суцільних, складаються з площі та поздовжніх і поперечних ребер.

Критеріями для оцінки економічності плит є зведена товщина бетону і витрата сталі. Серед порожнистих плит за зведеною товщиною бетону та витратою сталі найекономічнішими є плити з овальними порожнинами, але виготовлення їх трудомістке, і тому частіше застосовують плити з круглими порожнинами. Застосування ребристих плит з ребрами вгору обмежене у зв'язку з необхідністю робити настил для підлоги, що підвищує вартість перекриття.

Плити, оперті на ригелі або стіни з двох сторін, розраховують як однопролітні балки, які вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Суцільні плити, оперті з трьох або чотирьох сторін, розраховують як плити, оперті по контуру.

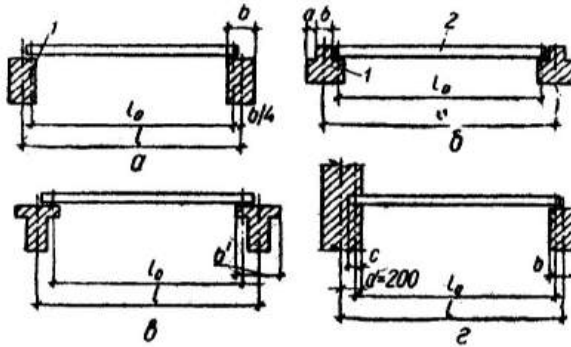


Рис. 10.13. Розрахункові прольоти плит: a – при прямокутних ригелях; b та e – при ригелях таврової форми; z – при обпиранні плити одним кінцем на стіну; 1 – ригелі; 2 – плити

Розрахунковий проліт плит залежить від форми поперечного перерізу ригеля і характеру обпирання. Він дорівнює відстані між осями опорних площадок плит (рис. 10.13, $a...z$).

Рівномірно розподілене навантаження на 1 м довжини плити, що складається з ваги підлоги та плити, а також тимчасового навантаження, визначають множенням навантаження в кН/м^2 або Н/м^2 на розмір ширини плити.

Міцність нормальних перерізів порожнистих, ребристих плит з ребрами вниз і коробчатих, плит «подвійне Т» розраховують як для перерізів таврової форми, оскільки полиці, які розміщені в розтягнутій зоні, не впливають на несучу здатність.

Якщо нейтральна вісь проходить у полиці, то в розрахунок вводять її повну ширину. Коли ж нейтральна вісь проходить нижче від полиці, що не бажано для порожнистих плит, розрахунок ведуть з урахуванням стискування в ребрі. Щоб уникнути цього, слід збільшити клас бетону або висоту плити.

Розрахункову ширину перерізу ребристої плити з ребрами вгору приймають рівною сумарній ширині поздовжніх ребер і розрахунок ведуть як для прямокутного перерізу.

Висота плит становить $1/15...1/25$ їхнього прольоту, а коли застосовано попередньо напружену арматуру – $1/20...1/30$.

Нормальні і похилі перерізи плит залежно від форми поперечного перерізу розраховують згідно з вказівками конспекту лекцій, частина 2.

Перерізи порожнистих плит зводять до еквівалентного двотаврового профілю. Круглі або овальні отвори замінюють відповідно квадратними чи прямокутними з тією самою площею, моментом інерції і за умови збігу центрів ваги.

Так, для круглого отвору діаметром d висота еквівалентного квад-

ратного отвору (рис. 10.14)

$$h_1 = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} \approx 0,9d .$$

Для овального отвору еквівалентний прямокутний з

$$A = b_1 h_1; I = \frac{b_1 h_1^3}{12} - \frac{A h_1^2}{12} ,$$

звідси

$$h_1 = \sqrt{12/A}; b_1 = A/h_1$$

або спрощено за рис. 10.14, в.

Приклади розрахунку плит різних типів наведено, в навчальній, нормативній та довідковій літературі.

У плитах з овальними порожнинами і в ребристих з полицями вниз полицю перевіряють на місцеве згинання як частково затиснуту у ребрах. Проліт її l_0 дорівнює відстані в просвіті між ребрами, а згинальний момент у полиці обчислюють із формули

$$M(g + v) l_0^2 / 11 . \quad (2.86)$$

У разі наявності поперечних ребер у ребристих плитах полицю розраховують як плиту, оперту по контуру, або як балкову плиту залежно від l_2/l_1 , і армують робочою арматурою відповідно в двох чи в одному напрямі.

Полиці плит армують зварними сітками із звичайного холоднотягнутого дроту класу Вр-I, ребра – зварними каркасами із стержнів класів А240С та А400С і дроту класу Вр-I. Попередньо напружену арматуру приймають із сталей класів А600 – А1000, високоміцного дроту класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 (Вр-II) або канатів К1400 (К-7), К1500 (К-19).

Якщо прольоти плит менші за 6 м, їх виготовляють, як правило, без попереднього напруження арматури.

У цьому випадку при відсутності поперечної арматури в середній половині порожнистої плити або в разі невеликої кількості каркасів поздовжньою робочою арматурою можуть бути стержні нижньої сітки, відстань між якими має не перевищувати 400 мм. Ребра плит армують плоскими каркасами, які розміщуються тільки на ділянках біля опор завдовжки 1/4 прольоту плити через одно-два ребра (рис. 10.14).

Армування попередньо напружених порожнистих плит наведено на рис. 10.14, а, ребристих плит для рамних каркасів та типу «подвійне Т» для в'язевих каркасів – на рис. 10.15.

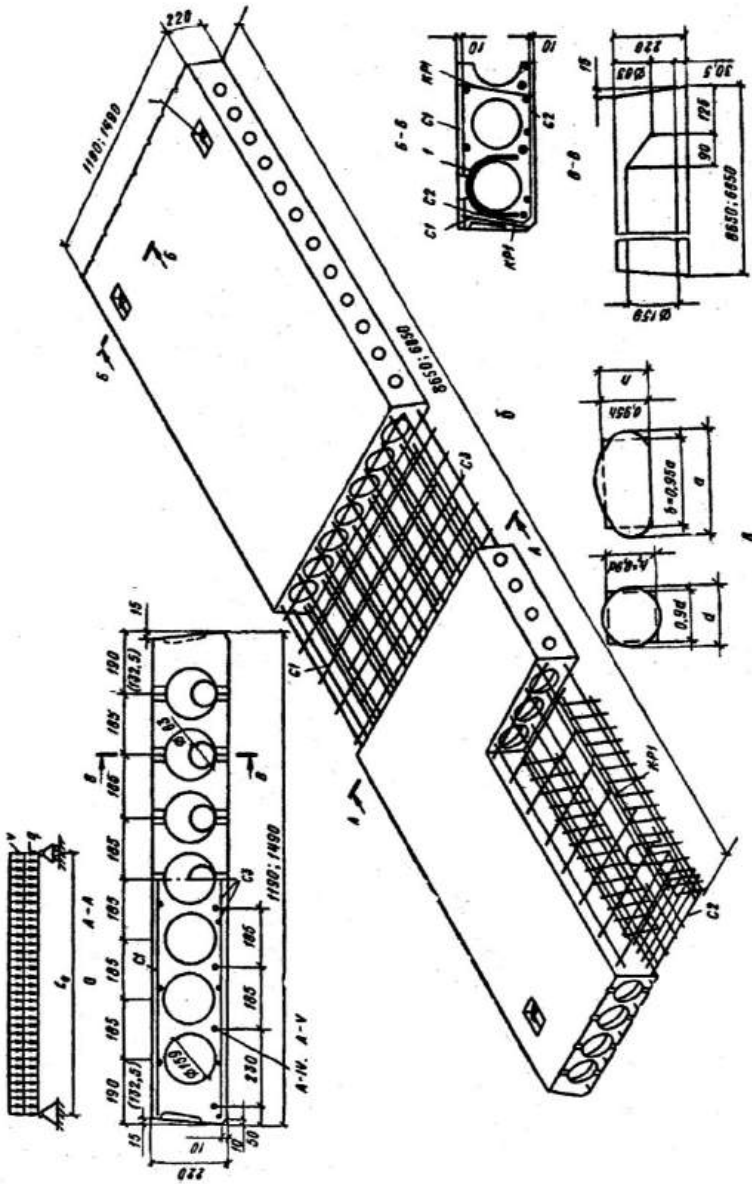


Рис. 10.14. Багатопорожниста плита перекриття: *a* – розрахункова схема; *б* – загальний вигляд плити; *в* – дійсні та еквівалентні розрахункові перерізи круглих та овальних порожнин плит

Напружувану арматуру розміщують у ребрах і натягують переважно на упори форми електротермічним способом. Для забезпечення анкерування арматури на кінцях багатопорожнинних панелей розміщують коритуваті сітки, а в ребристих та коробчатих – закладні деталі.

Форма торцевого ребра ребристих панелей залежить від форми перерізу ригеля і приймають її за рис. 10.12, *в* та *е* в разі обпирання на полицю ригеля таврової або прямокутної форми.

Суцільні плити перекриттів виготовляють розміром на кімнату і завтовшки 120...160 мм. При довжині плит менш як 6 м їх армують ненапруженою арматурою, а коли довжина становить 6 м і більше – попередньо напруженою. Звичайна ненапружена арматура складається із сіток, розміщених у розтягнутій зоні і виготовлених з дроту класу Вр-І або з арматурної стержневої сталі класу А400С. Попередньо напружену арматуру найчастіше роблять зі сталі класу А600 – А1000 або з високоміцного дроту.

На рис. 10.16, *а* наведено попередньо напружену суцільну плиту перекриття, яка спирається на три сторони.

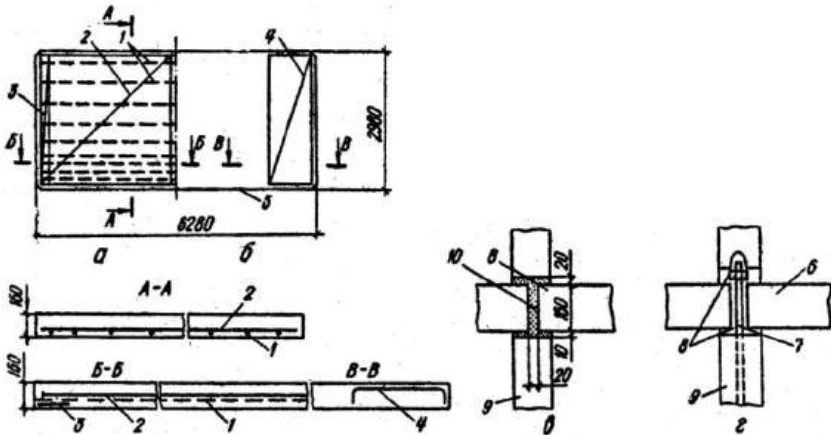


Рис. 10.16. Загальний вигляд залізобетонної суцільної плити перекриття, опертої на три сторони: *а* – нижня арматура; *б* – верхня арматура; *в* – платформовий стик суцільних плит та панелей внутрішніх стін; *г* – удосконалений платформовий стик тих самих елементів; *1* – напружувана стержнева арматура; *2* – нижня сітка; *3* – сітка підсилення зони анкерування попередньо напруженої арматури; *4* – верхня сітка; *5* – вільний край; *б* – суцільні плити перекриттів; *7* – штир-фіксатор із гайкою та шайбою; *8* – шви зі спеціальної пасти; *9* – панелі внутрішніх стін; *10* – шви з цементного розчину

Плити перекриттів, об'єднані між собою, а також зі стіновими панелями, забезпечують жорсткість і стійкість будівель за рахунок

конструктивних вирішень так званих платформових стиків (рис. 10.16, *в* та *г*). При цьому глибина обпирання суцільних плит на внутрішні несучі стіни має становити 50...70 мм, а товщина горизонтальних швів – 10 мм. Шви між плитами перекриття заповнюють цементним розчином. Плити між собою кріплять приварюванням до закладних деталей плит двох сполучних стержнів або зварюванням арматурних випусків із одним стержнем чи зварюванням підйомної петлі однієї плити з закладною деталлю іншої тощо. Такі стики застосовують у будівлях до 9 поверхів. У будівлях заввишки 12...16 поверхів і більше застосовують удосконалений платформовий стик (рис. 10.16, *г*), в якому передбачено вертикальний штирфіксатор.

Розрахунок і конструювання ригелів. Ригелі перекриттів багатоповерхових будівель є конструктивними елементами рамних або в'язевих каркасів.

У промислових будівлях використовують ригелі номінальним прольотом 6, 9 та 12 м прямокутного (рис. 10.12, *ж, II* та *III*) і таврового перерізу з полицею внизу (рис. 10.12, *ж, II* та *III*), вгорі (рис. 10.12, *ж, IV*) або по середині висоти.

У цивільних будівлях переважно застосовують ригелі з полицею внизу (рис. 10.12, *ж, II*). При цьому зменшується будівельна висота перекриття і поліпшується інтер'єр приміщень. При довжині до 6 м ригелі роблять без попереднього напруження арматури, понад 6 м – попередньо напружені.

Висота ригеля залежить від прольоту та навантаження і призначається в межах $\frac{1}{8}$ - $\frac{1}{12}$ прольоту. У промислових будівлях для типових ригелів її прийнято 800 мм. У цивільних будівлях вона становить 450...900 мм.

Зусилля в ригелях визначають з розрахунку рами. Наближено при незначних навантаженнях і вільному спиранні кінців ригеля на несучі стіни і прольотах, що різняться один від одного не більш як на 10%, ригелі можна розраховувати як рівнопролітні нерозрізні балки з урахуванням перерозподілу моментів на постійне g і тимчасове v навантаження. При порожнистих панелях повне навантаження на ригель $(g + v)$ рівномірно розподілене, а при ребристих – зосереджене в місцях обпирання ребер плит. При наявності чотирьох і більше ребер у прольоті і розрахунку за згинальним моментом зосереджене навантаження можна замінити рівномірно розподіленим. Постійне і тимчасове навантаження збирають з вантажної смуги завширшки b , що дорівнює відстані між ригелями, тобто кроку рам.

Постійне навантаження включає вагу підлоги, перегорошок, плит перекриття, бетону замоноличування, а також ригеля. Тимчасові навантаження визначають згідно з нормами.

Розрахунок нормальних і похилих перерізів ригелів ведуть відповідно до вказівок конспекту лекцій (частина 2).

Ригелі армують залежно від форми їх поперечного перерізу і це виконується звичайно зварними каркасами відповідно до загальних правил

армування елементів, що працюють на згинання, які викладено в конспекті лекцій (частина 2).

На рис. 10.17 наведено ригелі прямокутної форми поперечного перерізу прольотом до 6 м зі звичайною ненапруженою робочою арматурою і таврової форми поперечного перерізу прольотом до 9 м з попередньо напруженою арматурою, які застосовують у промислових будівлях з рамними каркасами. Ригелі виготовляють при прольотах до 6 м з бетону класів С12/15...С20/25, а при прольотах до 9 м – класів С20/25...С30/35 з перерізом заввишки 800 мм. У ригелях прольотом до 6 м як робочу арматуру застосовують каркаси з арматурної сталі класу А400С, а при прольотах до 9 м – попередньо напружену арматуру зі сталі класів А600 або А800 при механічному чи електротермічному способах натягування.

Зверху прямокутних і на полицях таврових ригелів передбачаються закладні деталі (рис. 10.17, *а* та *б*) для кріплення плит перекриття. У торцях попередньо напружених ригелів передбачають металеві пластини, до яких приварюють шайби для анкерування попередньо напруженої арматури. У зоні анкерування встановлюють додаткові хомути, сітки та спіралі, які підвищують тріщиностійкість зони обтискування і анкерування арматури.

На рис. 10.17, *в*, *І...ІІІ* подано також прольотні перерізи ригелів заввишки 800 мм прольотом 12 м. У межах висоти перерізу ригелів передбачено полиці для обпирання ребристих плит заввишки 300 та 400 мм і багатопорожнинних – 220 мм. Ригелі виготовляють із бетону класів С20/25...С40/45. Попередньо напружену арматуру роблять із стержневої гарячекатаної сталі класів А500, А600, А800 або із семидротяних канатів К-7 діаметром 15 мм, а ненапружену арматуру – зі сталі класу А400С у вигляді просторових каркасів.

В опорних частинах усіх ригелів (рис. 10.17, *а...в*) є випуски верхньої ненапруженої робочої арматури, які стикують із арматурними випусками з колон (див. стики ригелів).

При в'язевих каркасах цивільних та промислових будівель застосовують ригелі таврової форми поперечного перерізу з полицями для опирання ребристих, багатопорожнинних, типу «Т» та «подвійне Т» плит (рис. 10.18). Ригелі бувають із висотою поперечного перерізу 450 або 600 мм залежно від виду плит, що на них опираються, прольоту та класу бетону. Напружену і ненапружену арматури застосовують тих самих класів, що й у ригелях рамних каркасів.

Ригелі розраховують за двома групами граничних станів у стадії виготовлення, транспортування та монтажу.

Стики збірних ригелів. Збірні ригелі виготовляють однопролітними і стикають біля бічних граней колон, якщо застосовують каркас із лінійних елементів. У цьому випадку ригелі опирають на залізобетонні або металеві консолі колон. В опорних частинах ригелів установлюють додаткову арматуру і закладні деталі, а також влаштовують випуски арматурних стержнів залежно від типу стику ригелів.

Стики ригелів з колонами бувають жорсткі або шарнірні. У жорстких стиках виникають опорні згинальні моменти і поперечні сили. Опорні моменти спричиняють розтягання у верхній частині ригеля і стискання в нижній. Для розрахунку момент можна замінити парою сил $N = M/z_b$ (рис. 10.19, *a* та *б*), де z_b – плече внутрішньої пари сил. При шарнірному стикі діють тільки поперечні сили.

Розтягувальні зусилля у стиках сприймаються зварюваними закладними деталями або випусками арматури, а стискувальні – бетоном замоноличування або зварюваними закладними деталями ригелів та консолей колон. Поперечні сили у стиках сприймаються консолями колон або шпонковими з'єднаннями (рис. 10.19, *e*).

У випадку стику, який наведено на рис. 10.19, *в*, робочі стержні верхньої частини ригеля та арматурні випуски, пропущені через колони, з'єднують ванним зварюванням у гнутих підкладках (рис. 10.19, 20) із вставками з арматурних стержнів (рис. 10.19, 8). Потім стик оббетонують. Клас бетону замоноличування приймають не меншим від значення класу бетону ригеля або колони, але й не нижче як В15. При ригелях прольотом 6 та 9 м (рис. 10.17, *a* та *б*) випуски арматурних стержнів ригелів (у кількості трьох) розташовують в одному ряду. При ригелях прольотом 12 м випуски об'єднують попарно по вертикалі без зазору і зварюють ванним зварюванням у стикі одночасно в одній підкладці. У стиках ригелів прольотом 12 м перед оббетонуванням додатково встановлюють хомути, які огинають стикові стержні і приварюються до закладної деталі ригеля, а для ригелів прольотом 6 та 9 м такі хомути встановлюють тільки в торцевому ряду. Ванне зварювання стикованих стержнів забезпечує рівномірність стику, що виключає необхідність його розрахунку. В такому стикі розраховують закладні деталі ригелів та консолей колон і зварні шви, які їх з'єднують.

Рис. 10.19. Жорсткі стики ригелів із колонами: *a* – умовна схема зусиль; *б* – розрахункова схема зусиль; *в* – стик із ванним зварюванням робочої опорної арматури ригеля; *г* – те саме, із зварним з'єднанням робочої опорної арматури ригеля з гнутими (*I*) або плоскими (*II*) пластинами, привареними до стержнів, пропущених через колону; *д* – те саме, з захищеною консоллю колони і підрізкою опорної частини ригеля; *е* – безконсольний шпонковий стик із опиранням на металевий столик із двох кутиків, випущених із колон (тут перерізи *Д–Д*, *Е–Е* те саме, у вигляді тавра, що складається з двох пластин); *1* – випуски робочої опорної арматури ригеля; *2* – закладна деталь ригеля з плоскої пластини; *3* – те саме, з металевого кутика для консолі колони; *4* – стикові арматурні стержні, пропущені крізь колону; *5* – закладна деталь ригеля з гнутої пластини; *б* – те саме, з плоскої пластини; *7* – закладна деталь ригеля з кутиків; *8* – вставка з арматурного стержня; *9* – вертикальна пластина; *10* – арматурний оцупок; *11* – швелер, який окантовує опорну частину ригеля; *12* – стержні-анкери; *13* – газові трубки; *14* – два металевих кутики, які випущено з колони; *15* – прольотний робочий арматурний стержень із привареним до нього оцупком; *16* – в'язані хомути; *17* – дві пластини, випущені з ригеля; *18* – тавр із двох перпендикулярних пластин; *19* – анкери сталевих пластин; *20* – гнуті підкладки; (арматуру в перерізах умовно не показано)

Різновидом жорсткого стику ригелів є стики, які наведено на рис. 10.19, *г*. У цих стиках до робочої опорної арматури ригеля наварюють плоску або гнуту (при прямокутних ригелях) пластину, до якої кріплять стикові стержні (як правило, два), пропущені крізь колону. Застосування таких стиків збільшує витрату сталі порівняно зі стиками, які наведено на рис. 10.19, *в*.

У цивільних будівлях можуть також застосовуватись жорсткі стики ригелів із колонами з прихованою консоллю (рис. 10.19, *д*). При цьому ригелі мають підрізку у місцях спирання на консолі колон. Верхня частина стику аналогічна до стиків, які наведено на рис. 10.19, *г*. У місці підрізки, крім опорної сталеві пластини, вхідний кут ригеля посилюють ще й вертикальною пластиною. Знизу вертикальної пластини в зазор між ригелем та консоллю колони вставляють оцупки діаметром 20 мм, які приварюють до закладних деталей ригеля та колони.

При корисних навантаженнях $1,5...3 \text{ кН/м}^2$ можна застосовувати стики, в яких на металевий столик із двох кутиків опираються арматурні випуски поздовжньої робочої арматури ригеля з привареними до них оцупками того самого діаметра (рис. 10.19, *е*, *III*). При навантаженнях понад 3 кН/м^2 по низу з ригеля (рис. 10.19, *е*, *IV*, переріз *Е–Е*) випускають металеві пластини, закріплені в бетоні ригеля анкерами з приварених до них арматурних оцупків діаметром 16 мм зі сталі А-І. Ці пластини під час монтажу стику зварюють із металевим столиком, випущеним з колони. Він являє собою тавр, що складається з двох перпендикулярних пластин. Зазор між ригелем та

колоною приймають рівним 120...250 мм. Торці ригелів та бічні грані колон у стику мають виступи, які після обетонування бетоном класів C12/15...C25/30 зазорів між ригелем та колоною утворюють бетонні шпонки. У місцях обетонування встановлюють не менш як два в'язаних замкнених хомути такого самого діаметра, як і поперечні стержні ригеля. Кількість бетонних шпонок у таких стиках приймають не менш як три. Глибину шпонки приймають 20...25 мм і не більше від товщини захисного шару бетону колони. Довжина шпонки l_k дорівнює меншому розміру ширини торця ригеля або колони, а її висота – не більш як 100мм. При висоті шпонок до 50мм вони трикутні, а шпонки більшої висоти можуть мати вигляд трапеції.

До переваг таких стиків можна віднести відсутність консолей колон. Недоліки – велика трудомісткість виготовлення, пов'язана з необхідністю зварювання металевих елементів стику і старанним замонолічуванням зазорів бетоном.

10.5. Збірно-монолітні балкові перекриття

У таких перекриттях поєднуються переваги збірних та монолітних. Вони складаються переважно з типових або спеціально запроєктованих збірних елементів і укладеного по них шару монолітного бетону. Як приклад на рис. 10.20 наведено перекриття, що складається з типових попередньо напружених порожнистих плит, між якими розміщено монолітні ребра з робочою арматурою, що працюють як другорядні балки. Ці плити та монолітні ребра опираються на монолітні плити, які йдуть у перпендикулярному напрямі в міжколонних смугах і працюють, по суті, як головні балки ребристих перекриттів. Порожністі плити мають пази в поздовжніх і торцевих гранях, після забетонування яких утворюються бетонні шпонки, а також частково заповнюються пустоти, обмежені заглушками в опорних частинах збірних плит. У такому перекритті опалубка потрібна тільки під головні балки та монолітні ребра. Головні балки оперті на збірні колони, розташовані через 4...9 м. Сітка колон може бути квадратна або прямокутна. При застосуванні прямокутної сітки головні балки звичайно розташовують по короткому прольоту. Такі перекриття розраховують на навантаження до 5 кН/м^2 і використовують у цивільних будівлях.

Розрахунок їх ведуть для двох стадій: до набуття бетоном, який укладено на будівельному майданчику, заданої міцності на навантаження, що діють на цьому етапі будівництва, – вага збірних елементів, щойно укладеного бетону та монтажні навантаження; після набуття бетоном заданої міцності на навантаження, що діють у стадії експлуатації конструкції перекриття. Таке перекриття зовні нагадує безбалкове перекриття а за характером роботи і розрахунковою схемою – балкове.

Для першої стадії розрахунков виконують як для елементів, що працюють за розрізною схемою, а за другою – як для нерозрізних, багатопролітних елементів. Армування конструкцій перекриття приймають відповідно до діючих у них зусиль. Арматура порожнистих плит може бути попередньо напруженою або без попереднього напруження. Монолітні ребра армують зварними каркасами, а над опорами додатково встановлюють окремі стержні зі сталі класу А400. Головні балки найчастіше армують в'язаними або зварними каркасами зі сталі класу А400.

10.6. Безбалкові перекриття

Монолітні безбалкові перекриття. Такі перекриття складаються з плити, що спирається безпосередньо на розширення колон, капітелі, які зменшують прольоти плити, гарантують її міцність на продавлення і збільшують жорсткість спряження плити з колонами.

Безбалкові перекриття застосовують у промислових та цивільних будівлях при корисних навантаженнях $5...30 \text{ кН/м}^2$ для будівництва холодильників, м'ясокомбінатів, молокозаводів, резервуарів, гаражів, багатоповерхових складів, фойє театрів. Вони бувають монолітні, збірні та збірно-монолітні, їхня перевага порівняно з балковими полягає у відсутності ребер, які виступають, що поліпшує освітленість приміщень, полегшує прокладання комунікацій і спрощує влаштування теплоізоляції. Менша конструктивна висота перекриття дає можливість знизити загальну висоту будівлі і скоротити витрати матеріалів на стіни.

У громадських будівлях застосування безбалкових перекриттів дає можливість поліпшити інтер'єр приміщень і збільшити відстані між опорами. Ці перекриття економічніші за балкові при прольотах $6...9 \text{ м}$ і корисних навантаженнях понад 10 кН/м^2 .

Сітка колон може бути квадратна або прямокутна з відношенням прольотів не більш як 1,5. Перекриття з квадратною сіткою колон найекономічніші.

Монолітні безбалкові перекриття. Ці перекриття складаються із суцільної плити, монолітно зв'язаної з капітелями (рис. 10.21, а). Товщину плити приймають $(1/32...1/35) l$, де l – розмір більшого прольоту при прямокутній сітці колон. В разі застосування бетону на пористих заповнювачах $h = (1/27...1/30) l$. Плита по контуру будівлі може спиратися на несучі стіни (рис. 10.21, б, I), контурні обв'язувальні балки (рис. 10.21, в, II) або консольно виступати за капітелі крайнього ряду (рис. 10.21, г, III).

Застосовують три типи капітелей: при невеликих навантаженнях ($< 10 \text{ кН/м}^2$) – наведені на рис. 10.21, б, IV, а при великих ($> 10 \text{ кН/м}^2$) – на рис. 10.21, в, V та VI. Похил граней капітелей приймають, виходячи з розподілу опорного тиску в бетоні під кутом 45° .

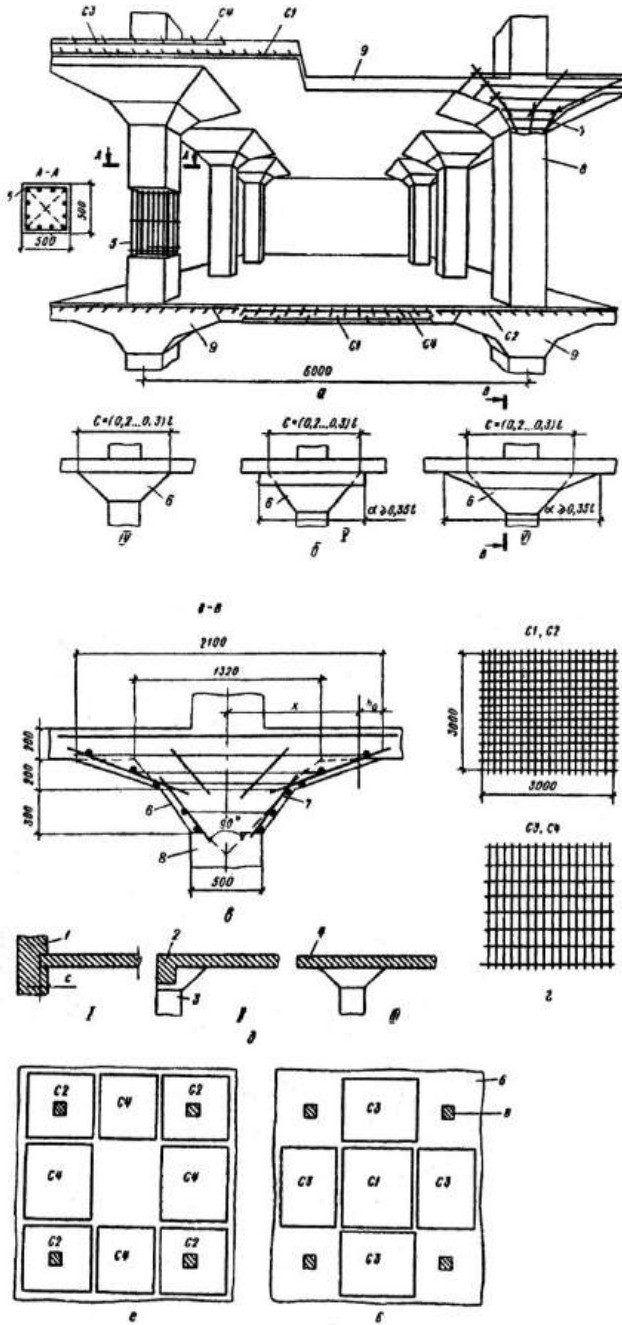


Рис. 10.21. Монолітне безбалкове перекриття: *a* – загальний вигляд; *b* – види капітелі; *в* – армування капітелі; *г* – типи сіток; *д* – типи опирання плит; *e* та *є* – схема армування плит відповідно верхніми та нижніми сітками; *I* – опирання плити по контуру будівлі на несучі стіни; *II* – те саме, на контурні об'язувальні балки; *III* – консольне опирання на капітелі; *IV* – тип капітелі при навантаженнях менш як 10 кН/м^2 ; *V* та *VI* – те саме, при навантаженнях понад 10 кН/м^2 ; *1* – стіна; *2* – об'язка; *3* – крайня колона; *4* – консоль; *5* – арматурний каркас колони; *б* – капітель; *7* – каркас капітелі; *8* – колона; *9* – перерізи, в яких арматуру умовно не показано

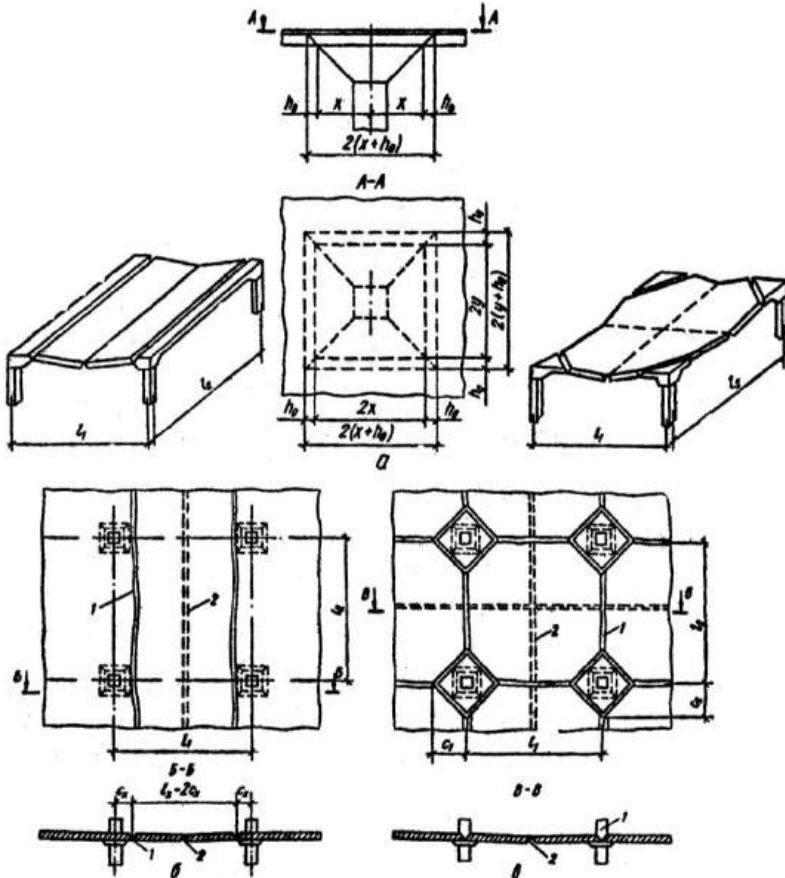


Рис. 10.22. До розрахунку безбалкового перекриття: *a* – на продавлювання; *б* – схема утворення лінійних пластичних шарнірів при смуговому навантаженні; *в* – те саме, при суцільному завантаженні; *1* та *2* – розкриття пластичних шарнірів відповідно по верху та по низу

Розміри у плані і контур капітелі приймають залежно від навантаження та міцності бетону.

Товщину плити перевіряють розрахунком на продавлювання по контуру капітелі в місцях зміни її товщини, а також у зоні прикладення зосереджених на невеликій площі вантажів.

Визначаючи u_m та F , припускають, що продавлювання відбувається по бічній поверхні піраміди, меншою основою якої є площа дії продавлювальної сили, а бічні грані нахилені під кутом 45° до горизонталі.

Виходячи з характеру руйнування плит, який встановлюють за результатами експериментальних досліджень, монолітні безбалкові перекриття розраховують за методом граничної рівноваги при двох схемах завантаження.

При смуговому навантаженні, що діє через один проліт, у прольотній смузі під час руйнування виникають лінійні пластичні шарніри, паралельні осі цієї смуги (рис. 10.22, б), або одночасно ламаються суміжні плити різних рядів. При цьому один пластичний шарнір утворюється в прольоті з розкриттям тріщин внизу і по одному лінійному пластичному шарніру виникає біля опор із розкриттям тріщин угорі. У крайній смузі схема пластичних шарнірів залежить від конструкцій. Так, у разі вільного обпирання плити на стіну утворюється один пластичний шарнір у прольоті і один на опорі поблизу першого ряду колон.

У разі суцільного навантаження відбувається одночасне руйнування суміжних плит. При цьому пластичні шарніри ділять кожну панель на чотири ланки, які обертаються навколо опорних пластичних шарнірів, розташованих під кутом до рядів колон.

Якщо схема зламу панелі симетрична відносно обох її осей, то опорні пластичні шарніри у плані спрямовані під кутом 45° (рис. 10.22, в). У цьому випадку міцність плити розраховують з умови, що сума внутрішніх та зовнішніх моментів дорівнює нулю.

Перекриття відповідно до діючих зусиль армують плоскими або рулонними зварними сітками, які укладають у прольотах знизу, а на опорах – зверху плити (рис. 10.21, е та є).

У разі використання вузьких сіток з поздовжньою робочою арматурою на ділянках, де розтягувальні зусилля діють у двох напрямках, їх укладають у два шари взаємно перпендикулярно (рис. 10.23).

Поблизу колон у сітках роблять отвори (вузькі сітки розсувають). Обрив арматури компенсують додатковими стержнями. Верхні сітки заводять на відстань $(0,25...0,35)l$ від осі колон, а нижні – на відстань $(0,3...0,35)l$ від середини прольоту.

Капітелі колон армують конструктивно стержнями діаметром 8...10 мм. Їх розміщують по кутах і по середині сторін і зв'язують хомутами або зварюють поперечними стержнями діаметром 6 мм (рис. 10.21, е). Надкапітельні плити армують конструктивно сітками із стержнів діаметром

8... 10 мм, які укладають з кроком 100...150 мм.

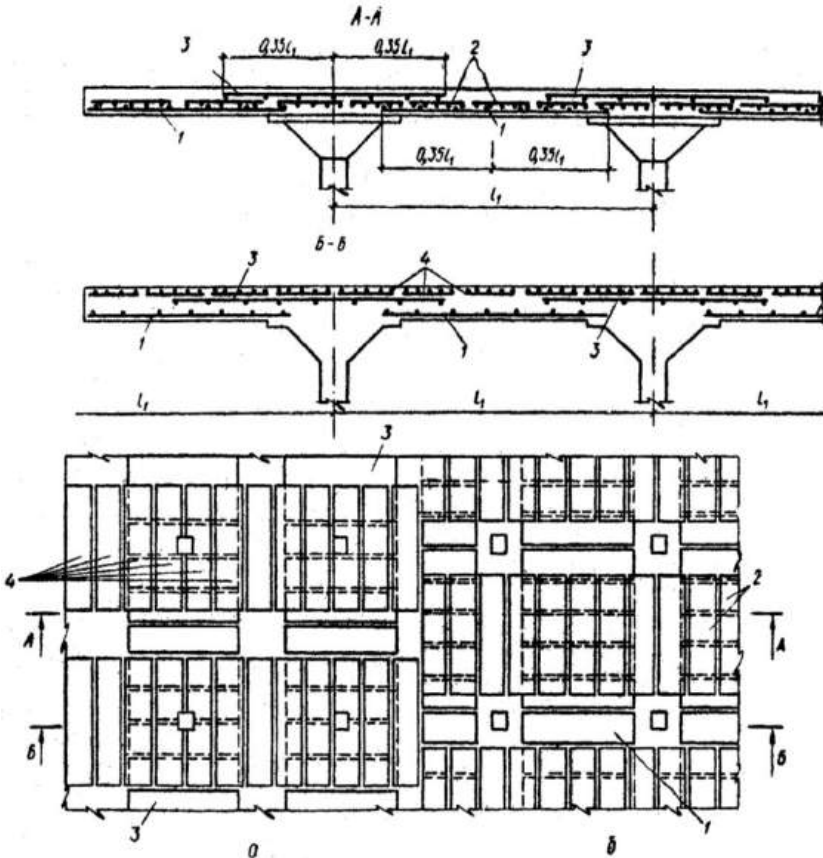
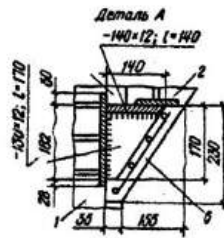
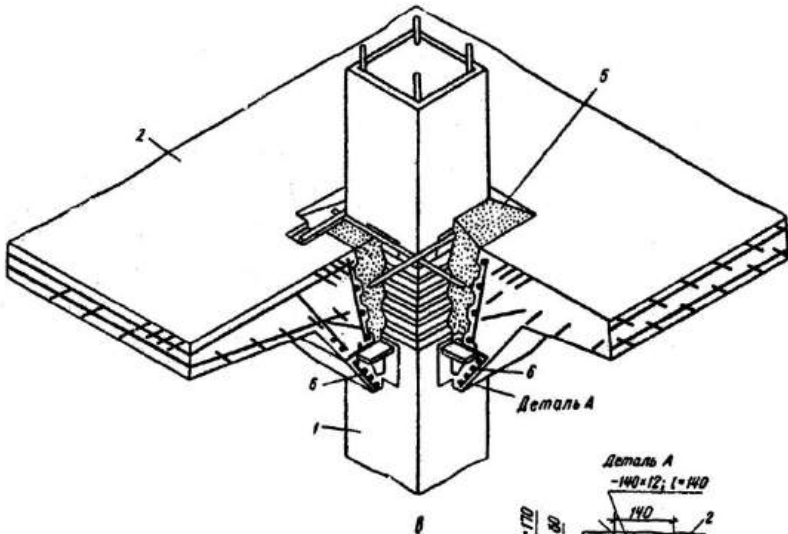
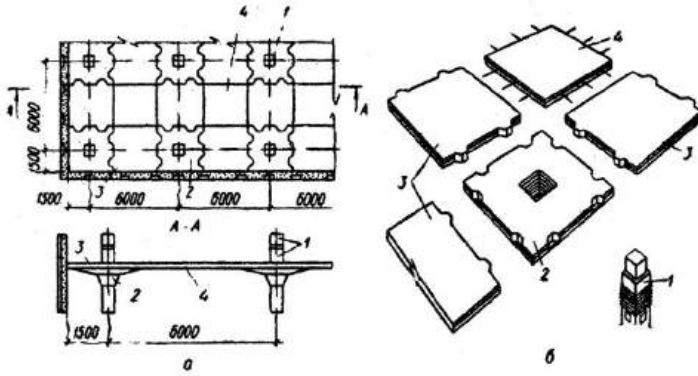


Рис. 10.23. Армування монолітного безбалкового перекриття вузькими сітками: *a* – верхні сітки; *b* – нижні сітки; 1...4 – типи сіток

Збірні безбалкові перекриття. Ці перекриття складаються з надколонних плит, розташованих у двох напрямках, прольотних плит та колон із капітелями.

Надколонні та прольотні плити можуть бути ребристі, суцільні або порожнисті. Капітель може являти собою порожнисту зрізану, квадратну у плані піраміду з отвором для пропуску колон.

Капітелі можуть бути також суцільними плоскими. Обпирання прольотних плит на надколонні шарнірне. З'єднання надколонних плит із капітелями жорстке і виконуються на зварюванні стикових стержнів або закладних деталей. За опори для капітелей правлять консолі колон.



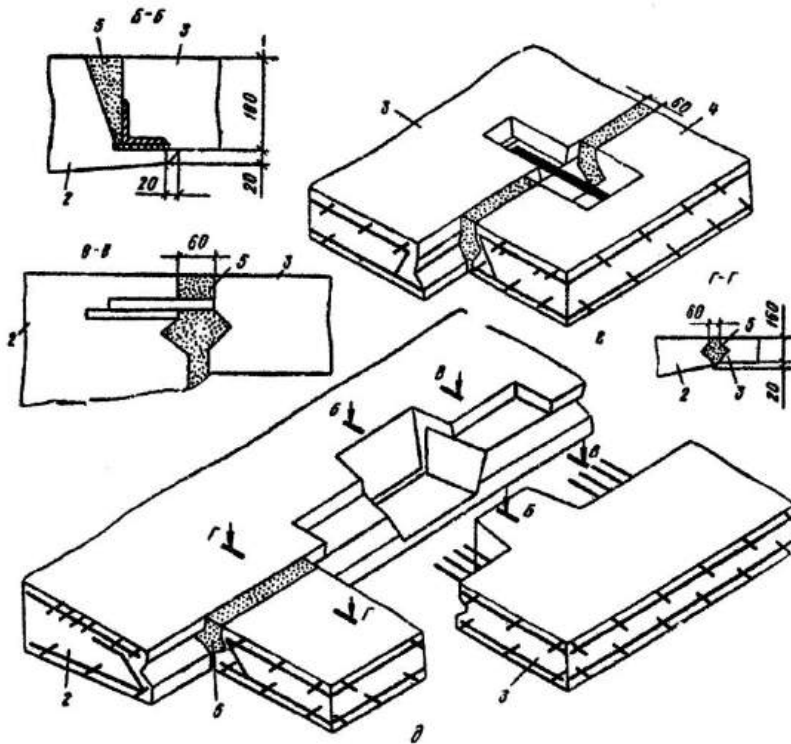


Рис. 10.24. Безбалкове збірне перекриття: *a* – план; *б* – загальний вигляд збірних елементів перекриття; *в* – стик колони з капітеллю; *г* – з'єднання міжколонної плити з прольотною; *д* – з'єднання міжколонної плити з капітеллю; 1 – колони; 2 – капітелі; 3 – міжколонні плити; 4 – прольоти плити; 5 – дрібнозернистий бетон замонолічування; 6 – сітка з дроту діаметром 4Вр-I навколо капітелі

Як типове вирішення прийнято перекриття з сіткою колон 6×6м, що складається з суцільних капітелей заввишки 600 мм з отвором для пропуску колони (рис. 10.24, *a*, *б*, *в*), суцільних міжколонних плит завтовшки 180 мм та квадратних прольотних плит завтовшки 150 мм (рис. 10.24, *г*, *д*). Капітелі опирають на сталеві столики колон і кріпляться до них зварюванням закладних деталей. У межах стику на колоні і на внутрішній поверхні капітелі є горизонтальні пази, що забезпечує шпонкове з'єднання цих

конструкцій після замонолічування.

Міжколонні та прольотні плити найчастіше проектують двох типів: суцільні постійного перерізу і з заглибленнями розміром 700×700 мм для можливих отворів у цих місцях для пропуску комунікацій. Міжколонні плити з'єднують із капітелями жорстким приварюванням випусків арматури з плит до закладних деталей капітелі (рис. 10.24, *д*). Прольотні плити опирають на міжколонні шарнірно (рис. 10.24, *з*). Перекриття розраховане на корисне навантаження до 30 кН/м^2 .

Розрахунок збірною безбалкового перекриття складається з розрахунку рам із жорсткими вузлами й окремого розрахунку прольотних плит, опертих по контуру на надколонні плити, які є ригелями рам. Рами розраховують у двох стадіях: у стадії експлуатації та стадії монтажу. У стадії експлуатації при зварених і замонолічених з'єднаннях конструктивних елементів перекриттів та колон рами розраховують на дію повного постійного і тимчасового навантажень. У стадії монтажу рами розраховують на постійні навантаження від ваги конструктивних елементів без підлоги та перегородок і тимчасові – від вітрового та монтажного навантаження, що дорівнює 20 кН/м^2 . Короточасні навантаження в цьому розрахунку знижують на 20 %.

Прольотні плити розраховують як оперті на деформований контур міжколонних плит. Вони перебувають у складному напруженому стані і зазнають дії розпирання від часткового затиснення і деформативності контуру. У першому наближенні їх розраховують на міцність як плити, оперті на жорсткий контур, без урахування закріплення і сил тертя. Потім такі плити розраховують при смуговому завантаженні як монолітні безбалкові перекриття.

Плити розраховують на міцність як елементи, що працюють на згинання, а колони – як позацентрово стиснуті.

Плити армують відповідно до діючих в них зусиль просторовими каркасами, що складаються зі зварних сіток та плоских зварних каркасів, зроблених із гарячекатаної арматурної сталі класу А400С. У плитах передбачено закладні деталі і випуски арматури для їхнього з'єднання між собою та з капітелями.

Капітель розраховують на монтажні навантаження як консоль і в разі потреби додатково армують. Арматуру, підібрану за мінусовим моментом, розміщують по верху капітелі і стикують із верхньою робочою арматурою надколонних плит.

Збірно-монолітні безбалкові перекриття. Такі перекриття являють собою раціональне поєднання збірних елементів зменшеної товщини і бетону замонолічування. Вони економічніші від монолітних безбалкових, оскільки за опалубку для них правлять збірні елементи, що зменшує трудомісткість і строки будівництва.

Такі перекриття застосовують при навантаженнях до 20 кН/м^2 і

виконують із використанням типових або спеціально запроєктованих конструктивних елементів із капітелями у вигляді зрізаних пірамід (рис. 10.25, а) або з плоскими капітелями (рис. 10.25, б). У першому випадку капітелі і колони з'єднують бетонними шпонками, утвореними після замонолічування стику. На капітелі укладають тонкостінні ребристі попередньо напружені міжколонні плити, на які спирають тонкостінні прольотні плити. На плити укладають шар бетону завтовшки 4...5 см над прольотними плитами і 9...10см над міжколонними. Над капітелями укладають сітки з робочою арматурою для сприйняття мінусових моментів. Економічність такого перекриття зумовлена відсутністю опалубки і закладних деталей при об'ємі монолітного бетону до 50 % від загального об'єму перекриття.

У перекриттях із плоскими капітелями, на які оперті міжколонні плити, що підтримують прольотні, всі плити – попередньо напружені з овальними порожнинами. Монолітний бетон укладають тільки на міжколонні плити з попередньо укладеною опорною арматурою у вигляді сіток. Об'єм монолітного бетону в цьому випадку становить приблизно 11 % загального об'єму бетону перекриття.

Такі перекриття розраховують для стадії будівництва і для стадії експлуатації. Для стадії будівництва перекриття розраховують як збірне, що сприймає навантаження від ваги конструкцій, бетону замонолічування і монтажні навантаження.

Для стадії експлуатації розрахунок виконують за нерозрізною схемою на тимчасові навантаження. Зусилля, визначені з розрахунку за двома стадіями, підсумовують і за ними добирають робочу арматуру плит.

Збірні плити перекриттів та колони армують із урахуванням діючих у них зусиль.

Розділ 11

Колони багатоповерхових будівель

Колони багатоповерхових будівель бувають збірні або монолітні і є частиною каркаса будівель, їхній розрахунок залежить від конструктивної і розрахункової схеми каркаса. Найбільшого поширення набули збірні типові колони квадратного або прямокутного перерізу.

Збірні колони *промислових будівель* при рамних каркасах із жорсткими вузлами і збірних балкових перекриттях мають розміри поперечного перерізу 400 × 400 або 400 × 600 мм.

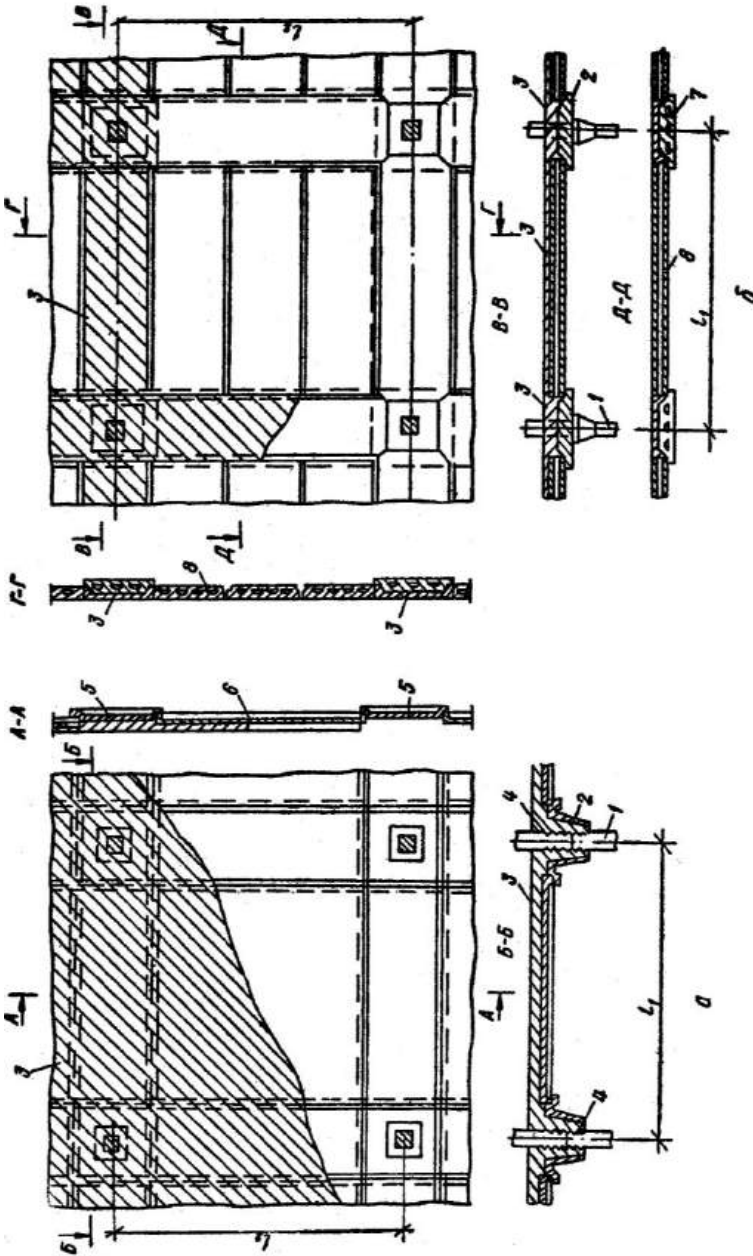


Рис. 10.25. Збірно-монолітні безбалкові перекриття: *a* – з ребристих плит; *б* – з порожнистих; *1* – колони; *2* – капітелі; *3* – бетон замоноличування; *4* – бетонні шпонки; *5* – міжколонна ребриста плита; *6* – прольотна ребриста плита; *7* – порожниста міжколонна плита; *8* – прольотна порожниста плита

Колони таких будівель при висоті поверху 3,6 м виготовляють заввишки на три поверхи, а в разі більшої висоти – на два поверхи. Колони подальших поверхів виконують на один або два поверхи залежно від їх загальної кількості.

Для обпирання ригелів збірних балкових перекриттів у колонах передбачаються консолі (рис. 11.1). У колонах передбачають закладні деталі для кріплення стінових панелей, рам для вікон, в'язей, ригелів, а також арматурні випуски для стику ригелів із колонами.

Для будівель із безбалковими перекриттями колони виготовляють без консолей (рис. 11.2, а). У колонах передбачають спеціальні закладні деталі, до яких приварюють монтажні сталеві столики для обпирання капітелей. У місці прилягання капітелей по периметру колони зроблено пази для утворення бетонних шпонок під час замонолічування стику. Переріз типових колон 450×450 мм. Їх роблять на один, два та три поверхи. Колони є елементами рам з жорсткими вузлами. Зусилля в них визначають статичним розрахунком на дію постійного навантаження і різних сполучень тимчасових навантажень. Колони розраховують на позацентрове і косо позацентрове стискання.

Для *цивільних будівель* і у зв'язкових каркасах передбачено колони перерізом 300×300 мм (рис. 11.2, б) при кількості поверхів будівлі не більш як п'ять і навантаженні до 8 кН/м^2 і перерізом 400×400 мм при більшій кількості поверхів і навантаженні понад 8 кН/м^2 . Колони мають також закладні деталі для кріплення ригелів, діафрагм жорсткості та стінових панелей. Стик колон розміщується на 640 мм вище від рівня підлоги. Виконують його ванним зварюванням арматурних випусків (рис. 11.2, в).

Колони виготовляють із бетонів класів С16/20...С45/50 і армують просторовими каркасами з поздовжньою робочою арматурою зі сталі класу А400С та поперечною зі сталі класів А240С та А400С.

Торці колон мають зварні сітки для збільшення міцності бетону на місцеве стискання.

Стики колон можуть бути жорсткими або шарнірними. У промислових будівлях стики, як правило, жорсткі з ванним зварюванням випусків поздовжньої робочої арматури, які розміщені в підрізках (рис. 11.1, б...з, 11.2, а...е) із наступним замонолічуванням стиків. Форма і розміри підрізків визначаються кількістю стержнів, що стикуються. При чотирьох стержнях у торці колони по кутах роблять підрізки розміром у плані 100×100 мм (рис. 11.2, а...е). Торці колон, що стикуються, мають центруючі бетонні виступи або прокладку на нижній колоні у вигляді сталеві пластина завтовшки 3...6 мм розмірами не більш як $1/3$ відповідного розміру сторони поперечного перерізу колони.

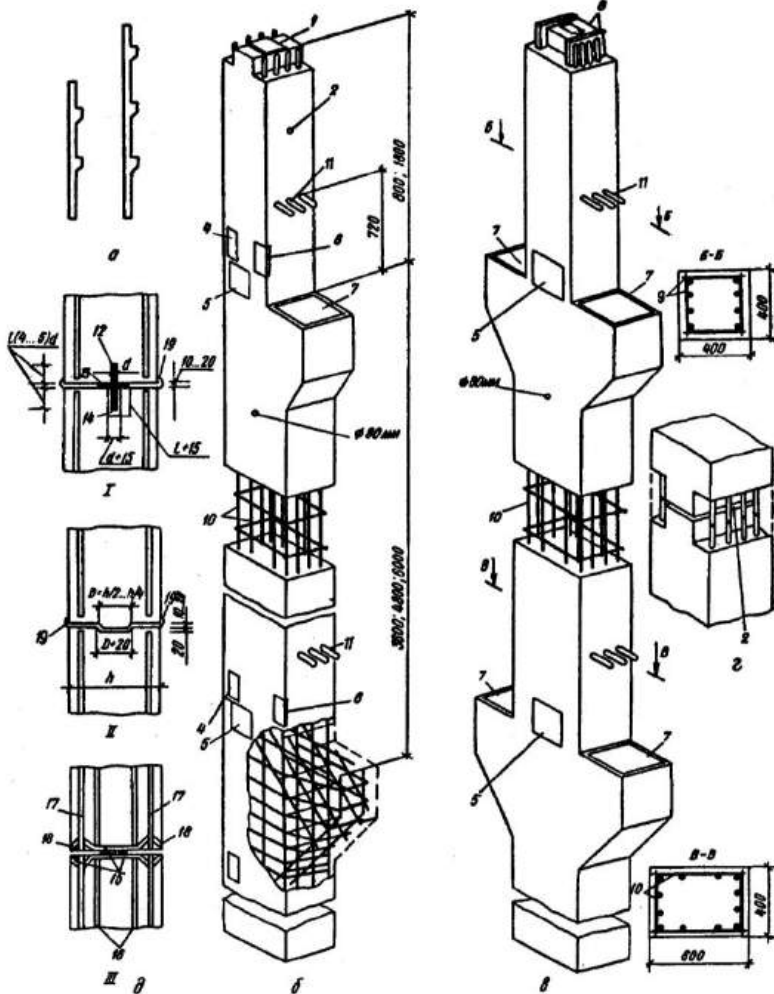


Рис. 11.1. Збірні колони з консолями багатопверхових каркасних будівель: *a* – загальний вигляд колон на два і три поверхи; *б* – крайня; *в* – середня колона; *г* – стик колон зі зварюванням арматурних випусків; *д* – контактні стики колон; *I* – стик з центруючим штирем; *II* – стик з виступом верхньої колони і гніздом у нижній; *III* – стик зі сталевими пластинами на торцях колон; *I...7* – закладні деталі; *8* – металева обойма; *9* та *10* – просторові арматурні каркаси; *11* – арматурні випуски для стиків із ригелями; *12* – штир; *13* – центрувальна прокладка; *14* – гніздо; *15* – сталеві пластинки; *16* – арматурні стержні; *17* – стержні, які пропускають крізь отвори в пластинках і зварюють із ними; *18* – зварні шви; *19* – заповнений розчином зазор

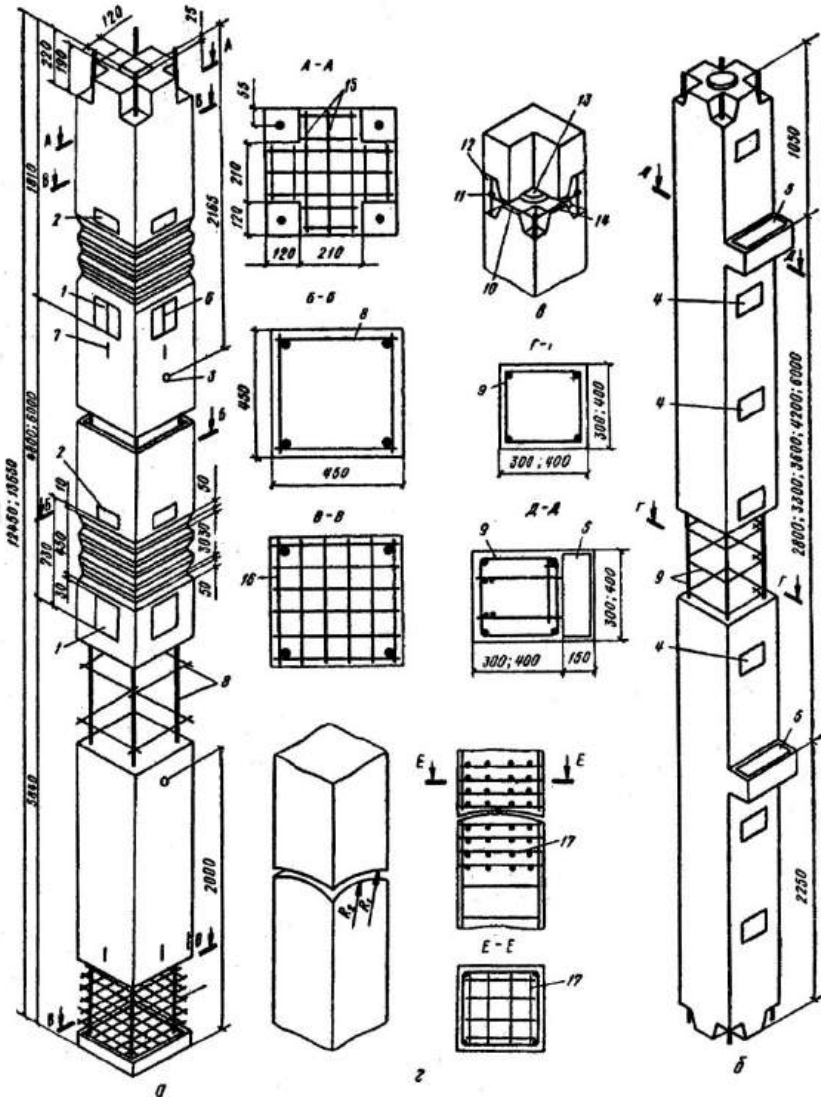


Рис. 11.2. Збірні колони багатопверхових будівель: *а* – з безбалковими перекриттями; *б* – із в'язевим каркасом; *в* – жорсткий стик колон із ванним зварюванням чотирьох робочих стержнів; *г* – шарнірний стик колон; *1...5* – закладні деталі; *6* – риска, що фіксує вісь закладної деталі; *7* – риски геометричних осей; *8,9* – арматурні каркаси; *10* – цементний розчин; *11* – ванне зварювання; *12* – бетон замонолічування; *13* – центральний бетонний виступ; *14* – додатковий хомут; *15...17* – сітки непрямого армування

Якщо робоча арматура колон зосереджена біля двох протилежних граней (рис. 11.1, б та в), то підрізки завширшки 100 мм роблять із двох сторін, а при арматурі, розташованій по всьому периметру – з чотирьох. Висоту підрізки приймають не менш як 150мм і не більш як $5d$, де d – більший діаметр випусків.

Для підсилення бетону на кінцевих ділянках колон встановлюють сітки непрямого армування кількістю не менш як чотири з кроком 50...150 мм із арматури класів А400С або Вр-І діаметром 5...10 мм з розміром вічка 50...100 мм. Перед замонолічуванням у зоні підрізків встановлюють один або два замкнуті хомути, які охоплюють зварені випуски арматури. Якщо арматурні випуски розміщені по периметру перерізу колони, у місці стику можуть розміщуватися не хомути, а зварні сітки. До переваг таких стиків належать їхня надійність і мала металомісткість.

Розглянуті стики розраховують у стадії експлуатації в замоноліченому стані, коли вони сприймають розрахункові навантаження, і в стадії монтажу при відсутності бетону замонолічування, коли навіть жорсткі стики умовно вважають шарнірними. У стадії експлуатації стики розраховують із урахуванням роботи замоноліченого бетону як перерізу з непрямым армуванням. В разі розрахунку в стадії монтажу зусилля, що діє в стику, сприймається бетоном колони, який працює на місцеве стискання під центруючим виступом і випусками робочої арматури.

Р о з д і л 12

Стінові елементи багатоповерхових будівель

12.1. Панелі зовнішніх і внутрішніх стін

Панелі зовнішніх стін можуть бути одношарові чи багатошарові. Одношарові панелі, як правило, виготовляють з легкого або ніздрюватого бетону. У шаруватих панелях зовнішній шар із важкого або легкого бетону завтовшки не менш як 100 мм, утеплювальний шар – із пористих пластмас, жорстких мінераловатних або фібролітових плит.

Панелі зовнішніх стін армують просторовими арматурними блоками, які складаються з вертикальних та горизонтальних плоских каркасів і сіток, з'єднаних між собою стержнями.

В одношарових панелях вертикальні каркаси розташовані по торцях і по довжині панелі з кроком не більш як 1,5 м. Горизонтальні поперечні каркаси розташовують уздовж зовнішніх горизонтальних кромek панелі, а також над і під просвітами. Діаметр поздовжніх стержнів каркасів приймають не менш як 5 мм, а хомутів – 4 мм; їхній крок – не більш як 300 мм. Перемички, на які опираються плити перекриттів, армують згідно з розрахунком.

Двошарові панелі мають подвійне армування: несучий внутрішній шар

містить двостороннє армування з поздовжніх стержнів поперечних каркасів та сіток; зовнішній утеплювальний шар із пористого бетону армують сіткою.

У тришарових панелях усі шари армують аналогічно до одношарових панелей, а сполучні ребра між ними – каркасами.

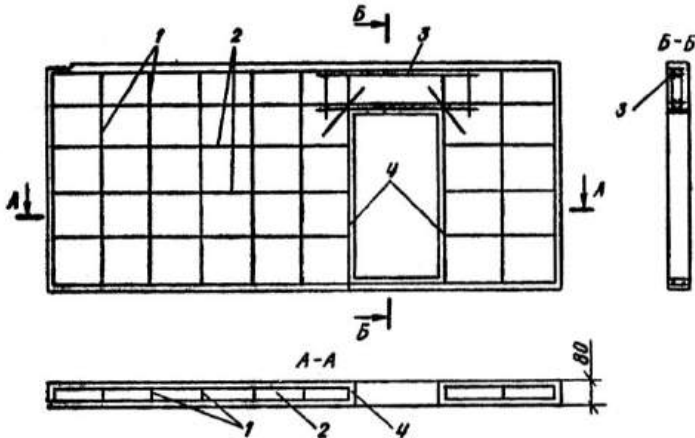


Рис. 12.1. Армування панелі з прорізом для внутрішньої несучої стіни: 1 – вертикальні арматурні каркаси; 2 – те саме, горизонтальні; 3 – арматурний каркас перемички; 4 – арматурні каркаси, розміщені по бічних гранях прорізів

Панелі внутрішніх стін проектують одношаровими з важкого бетону або з бетону на пористих заповнювачах, ніздрюватого, автоклавного, силікатного. Панелі з прорізами рекомендується робити замкнутими з залізобетонною перемичкою та арматурним каркасом знизу прорізу. Панелі можуть бути бетонні. Тоді їх армують однією сіткою, розташованою біля грані панелі, яка повернута до піддона форми, і зварними каркасами по периметру панелі. Зварну сітку роблять із дроту класу Вр-І діаметром 5 мм.

Залізобетонні панелі рекомендується армувати поперечними вертикальними каркасами, які розташовані через 0,4 м і менше і об'єднані в арматурний блок горизонтальними каркасами зверху і знизу панелі та окремими стержнями, розташованими з кроком 0,5...0,6 м (рис. 12.1). Поздовжні стержні вертикальних та горизонтальних каркасів роблять зі сталі класу А400С діаметром не менш як 8 мм, поперечні стержні каркасів – зі сталі класу Вр-І діаметром 5 мм.

Перемички над дверними прорізами армують за розрахунком як балки з затиснутими опорами на експлуатаційні навантаження та навантаження під час монтажу і транспортування панелей. Просторовий каркас перемички складається переважно з двох плоских каркасів, які заходять за грані прорізу не менш як на 500 мм і зв'язані з горизонтальною арматурою простінків.

Розділ 13

Фундаменти

Фундаменти призначені для передачі тиску від споруди на ґрунт основи. Вони бувають глибокого закладання (так звані палеві фундаменти) та неглибокого занурення. Палеві фундаменти складаються з паль, об'єднаних між собою ростверком. Фундаменти неглибокого занурення за конструкцією поділяють на окремі (під колони), стрічкові (під стіни) та суцільні. Вони можуть бути монолітними і збірними.

13.1. Окремі фундаменти під колони

Монолітні фундаменти влаштовують під монолітні або збірні колони (рис. 13.1).

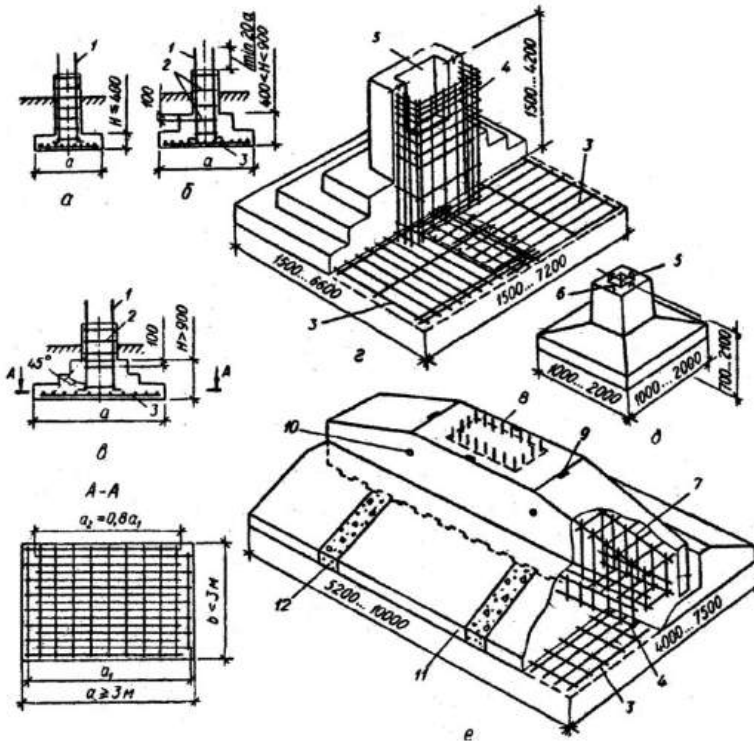


Рис. 13.1. Залізобетонні фундаменти під окремі колони: *a* – монолітний одноступчастий; *b* – те саме, двоступчастий; *v* – те саме, триступчастий; *z* – те саме, під збірні колони; *d* – збірний одноблоковий; *e* – збірний складений; 1 – випуски каркасів; 2 – хомут; 3 – зварна сітка; 4 – зварні сітки стакана; 5 – гніздо для колони; 6 – петля; 7 – просторовий каркас підколонника; 8 – стикові стержні; 9 – риска; 10 – отвір для піднімання; 11 – збірна плита; 12 – бетон замоноличування

Вони можуть бути уступчастими або пірамідальними. Останні можуть мати один (при висоті до 0,45м), два (при висоті до 0,9м) та три уступи (рис. 13.1, *a...в*). Загальна висота, висота нижнього уступу та площа підшови фундаменту визначаються з розрахунку. Верх фундаменту приймають: при монолітних колонах – на рівні верху фундаментної балки, а в разі її відсутності – на позначці $-0,05$; при збірних колонах – на позначці $-0,15$. Висоти уступів приймають кратними 100мм, а розміри в плані та по висоті кратними 300 мм

Для влаштування монолітних фундаментів беруть бетон класу не нижче як С8/10. Підшову фундаменту армують зварними або в'язаними сітками з арматури класу А400С. Якщо сітка має поздовжню робочу арматуру, то таких сіток в днищі фундаменту укладають дві – у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Крок стержнів в сітках має бути не меншим за 200мм, діаметр арматури – не менше 10 мм. Захисний шар бетону до арматури приймають 35 мм при наявності бетонної підготовки, а в разі її відсутності – 70 мм.

Тіло фундаменту з'єднують з монолітними колонами випусками арматури з підколонника. Площа поперечного перерізу цієї арматури дорівнює розрахунковому перерізу арматури біля низу колони.

Для збірних колон фундаменти проектують із стаканом (рис. 13.1, *г,д*). Глибина стакана має бути більшою на 50 мм від глибини замурування колони в стакан. Глибину замурування приймають залежно від ексцентриситету поздовжньої сили в межах $1...1,5h$ (де h – більший розмір поперечного перерізу колони). Зазори між стінками стакана і колоною мають бути: знизу – 50 мм, зверху – 75 мм.

Товщина стінок стакана зверху має бути не менше 200 мм. При меншій товщині стакан армують поздовжньою стержнвою робочою арматурою і горизонтальними сітками класу А400С аналогічно до колон.

Збірні фундаменти залежно від розмірів можуть бути одноблоковими і складеними (рис. 13.1, *е*) – з прямокутної плити з пірамідальною верхньою частиною, які з'єднуються між собою на шарі дрібнозернистого бетону класу не нижче від класу бетону фундаменту.

Розміри підшови, уступів та стакана приймають таким ж, як для монолітних фундаментів. Глибина замурування колони визначається вимогами анкерування їхньої поздовжньої арматури в стакані і приймається для стиснутих стержнів $(10...18)d$, а для розтягнутих – $(20...35)d$ (d – максимальний діаметр поздовжньої арматури колони).

Попередньо розміри підшови фундаменту визначають за умовним розрахунковим опором R_0 , який встановлюють за даними інженерно-геологічних пошуків або за вказівками норм. При цьому тиск ґрунту від основної комбінації навантажень при $\gamma_f = 1$ умовно вважають рівномірно розподіленим по підшві, що допускається для центрально навантажених

фундаментів.

Для позакентровано навантажених фундаментів епіюра тиску ґрунту може бути у вигляді трапеції або трикутника. При цьому найбільший крайовий тиск має не перевищувати $1,2R_0$, а при двовісному позакентровому навантаженні – $1,5R_0$.

Розрахунок центально навантажених фундаментів продемонстровано на рис. 13.2.

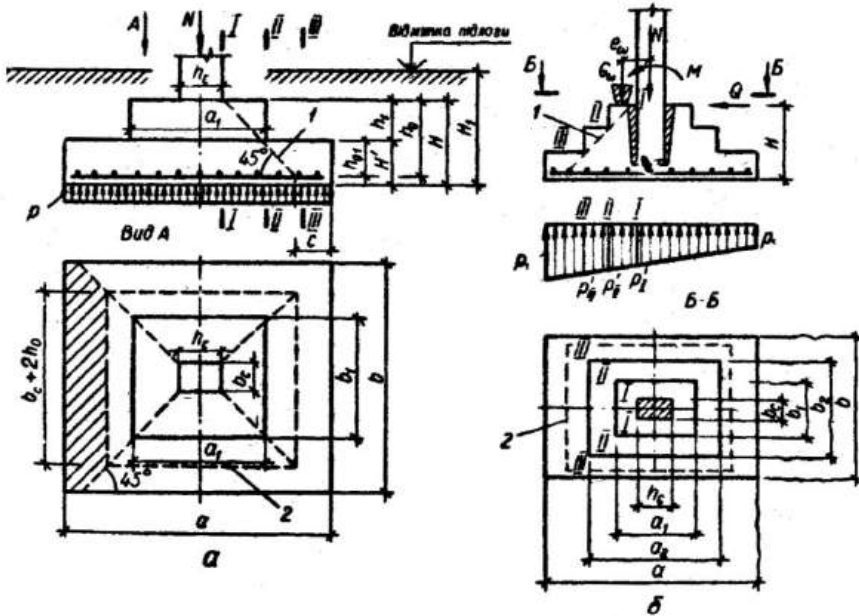


Рис. 13.2. До розрахунку фундаментів: *a* – центально навантаженого; *б* – позакентровано навантаженого; *1* – грань піраміди протискування; *2* – основа піраміди

Площу підшови фундаменту визначають за формулою

$$A = ab = \frac{N}{R_0 - \gamma_m H_1}. \quad (13.1)$$

Тут N – нормальна сила при $\gamma_f = 1$ 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 закладення фундаменту.

Мінімальну висоту фундаменту визначають з умови протискання по піраміді, бічні сторони якої починаються біля колони чи підколонника і

нахилені під кутом 45^0 . Цю умову виражають формулою

$$F \leq \alpha f_{ct} u_m d, \quad (13.2)$$

де F – протискаюча сила; α – емпіричний коефіцієнт: для важкого бетону – 1, дрібнозернистого – 0,85, легкого та пористого – 0,3; u_m – середнє арифметичне периметрів верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання в межах робочої висоти фундаменту d :

$$u_m = 2(b_c + h_c + 2d),$$

де b_c, h_c – розміри поперечного перерізу колони (рис. 2.21, а) чи підколонника (рис. 13.1, з).

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

$$F = N - pA, \quad (13.3)$$

де A – площа нижньої основи піраміди продавлювання,

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

$$p = N/A.$$

Із спільного розв'язання умов (13.2) і (13.3) маємо

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{f_{ct} + b}}. \quad (13.4)$$

Аналогічно розраховують нижній уступ.

Площу перерізу арматури підосви квадратного фундаменту визначають із умов розрахунку фундаменту на згин у перерізах *I-I* та *II-II* за формулами

$$M_I = 0,125 p (a - h_c)^2 b; \quad (13.5)$$

$$M_{II} = 0,125 p (a - a_I)^2 b.$$

Переріз арматури в обох напрямках на всю ширину підосви фундаменту визначають за формулами

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9 d f_y}; A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9 d_I f_y}. \quad (13.6)$$

Для прямокутної підосви фундаменту переріз арматури визначають у двох напрямках.

Розрахунок позакентрово навантажених фундаментів. Фундаменти проектують прямокутними у плані, витягненими у площині дії згинального моменту зі співвідношенням сторін не менш як 0,6.

Крайові тиски під підшоною фундаменту (рис. 13.2, б) визначають у припущенні лінійного розподілу тиску в ґрунті:

$$p_1 = \frac{N_f}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right), \text{ якщо } e = \frac{M_f}{N_f} \leq a/b; \quad (13.8)$$

$$p_1 = \frac{2N_f}{by} = \frac{2N_f}{3b(0,5a - e)}, \text{ якщо } e > ab, \quad (13.9)$$

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

$$N_f = N + \gamma_m H_1 A; M_f = M + QH.$$

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

Крайовий максимальний тиск ґрунту p має не перевищувати $1,5R_0$, а середній тиск $p_m = N_f/A \leq R_0$.

На міцність позацентрово навантажені фундаменти розраховують аналогічно до центрально навантажених.

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. 13.3).

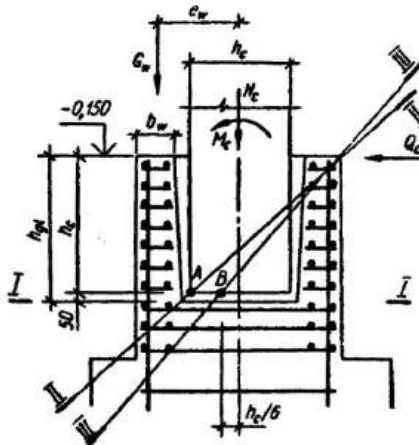


Рис. 13.3. До розрахунку підколонника

Згинальні моменти і нормальні сили визначають від комбінації зусиль, що діють у колоні на рівні верху стакана (M_c, N_c, Q_c) та ваги стакана, а також

частини колони в ньому

$$\begin{aligned} M &= M_c + Q_c h_{cI} + G_w e_w; \\ N &= N_c + G_w, \end{aligned} \quad (13.10)$$

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

Коробчатий 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. 13.3, переріз II-II). Площу перерізу поперечної арматури в одному ряду обчислюють за формулою

$$A_{sw} = \frac{M + Qh_{gI} - N \frac{h_c}{2}}{f_{sw} \sum z_w}. \quad (13.11)$$

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

$$A_{sw} = \frac{M + Qh_{gI} - 0,7Ne_0}{R_{sw} \sum z_w}, \quad (13.12)$$

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

13.2. Стрічкові та суцільні фундаменти

Стрічкові фундаменти під стіни роблять переважно з блоків-подушок та фундаментних блоків (рис. 13.4, а). Блоки-подушки бувають прямокутного чи трапецюватого перерізів. Найпоширеніші блоки трапецюватого контуру. Їх укладають уздовж стіни упритул або із зазором (переривчасті фундаменти). Подушку розраховують у поперечному напрямку за згинальним моментом і поперечною силою як консоль, завантажену реактивним тиском ґрунту p без урахування ваги подушки і ґрунту на ній.

Згинальний момент по грані стіни (рис. 13.4, б) $M_{max} = 0,5pc^2$, де c – висліт консолі. Площу арматури визначають за формулою (13.7).

Висоту подушки призначають із умови міцності по перерізувальній силі як для елемента без поперечної арматури за формулою (13.5).

Стрічкові фундаменти під колони роблять окремими (рис. 13.4, в) або перехресними стрічками (рис. 13.4, г) таврового поперечного перерізу з полицею внизу. Вони бувають монолітні і 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 і визначається розрахунком стрічки на згинання; найбільший переріз верхньої арматури в прольоті, нижньої – під колоною. Поперечну арматуру призначають за розрахунком на поперечну силу (рис. 13.4, д).

Суцільні фундаменти застосовують при слабких ґрунтах і значних навантаженнях. Вони бувають плитними безбалковими, у вигляді ребристих плит та коробчатими (рис. 13.4, е). Конфігурацію і розміри фундаментів у плані вибирають такими, щоб рівнодійна основних навантажень проходила в центрі підшви. 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.

13.3. Фундаментні балки

Т и п и і р о з м і р и. Стіни будівель каркасного типу при фундаментах, що стоять окремо, спираються на фундаментні балки, укладені на бетонні стовпчики або на верхній уступ фундаментів. У разі глибокого закладання фундаментів балки опираються на консолі колон, а їхня довжина визначається відстанню між осями колон.

Для кроку колон бм застосовують балки трапецуватого і таврового перерізів заввишки 450 мм і завширшки відповідно поверху 200 або 300 мм і 400 або 520 мм, по низу 160 або 200 і 200 або 250 мм. Для кроку колон 12 м застосовують балки трапецуватого перерізу заввишки 400 або 600 мм і завширшки по верху 300 або 400 мм і по низу 240 мм (рис. 13.5). Балки виготовляють з бетонів класів С12/15, С20/25, С25/30 і армують зварними каркасами, поздовжні стержні яких виготовляють зі сталі класу А400С, поперечні – зі сталі класів А240С чи Вр-І; балки завдовжки 12 м – попередньо напруженою арматурою зі сталі класу А500.

С т а т и ч н и й р о з р а х у н о к. Розрахунок балок під самонесучі стіни заввишки до 15 м із дрібних каменів передбачає три випадки завантаження балок: у період зведення будівлі; під час кладки стін методом заморожування і під час експлуатації.

У стадії зведення стін балки розраховують на навантаження від їхньої ваги та ваги свіжої кладки стін, яка еквівалентна поясу кладки заввишки $1/3$ прольоту балки для цегляної стіни і $1/2$ прольоту балки, якщо стіни роблять із блоків. Якщо в стіні над фундаментною балкою є просвіти, балки розраховують у стадії зведення стіни на навантаження від ваги кладки до верху перемичок над вікнами першого поверху.

При зведенні стін методом заморожування еквівалентне навантаження приймають від пояса кладки по висоті, що дорівнює прольоту балки.

На стадії експлуатації балки розраховують як навантажені опорними реакціями від вищерозміщеної кладки. Опорні реакції прикладають на відстані $0,4a$ (a – довжина обпирання балки) від грані опори.

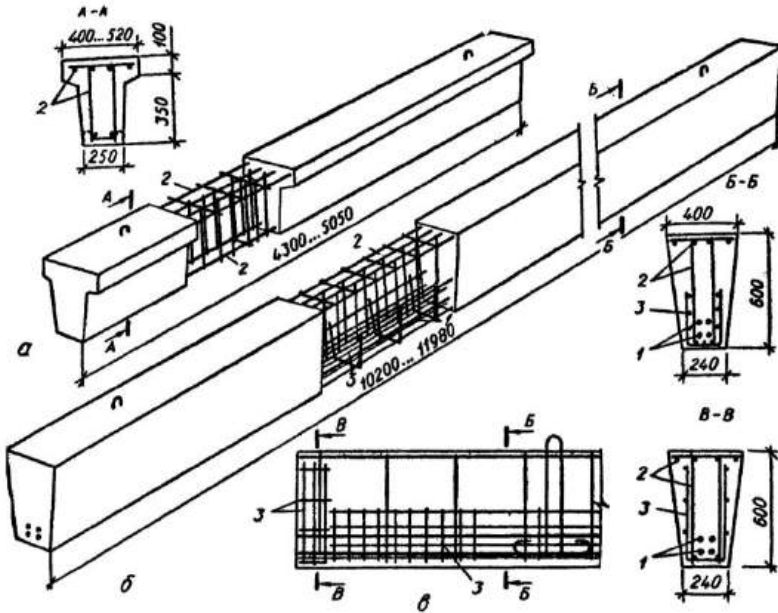


Рис. 13.5. Фундаментні балки: *a* – при кроці колон 6м; *б* – попередньо напружені при кроці колон 12м; *в* – армування опорної частини попередньо напруженої балки; 1 – попередньо напружена арматура; 2 – зварний каркас; 3 – зварна арматурна сітка

Контрольні запитання

1. Чим відрізняється армування балкових плит та плит, опертих по контуру?
2. Які переваги і недоліки монолітних ребристих перекриттів?
3. Як і в яких перерізах визначають зусилля в балкових плитах, другорядних та головних балках?
4. Чим гарантується міцність похилих перерізів другорядних та головних балок відносно поперечної сили?
5. З якою метою і в яких конструкціях перерозподіляють згинальні моменти?
6. Як армують плити та балки монолітних ребристих перекриттів із балковими плитами?
7. Які особливості розрахунку та конструювання плит і балок монолітних

перекриттів з плитами, опертими по контуру?

8. *Які конструкції збірних балкових перекриттів застосовують?*
9. *Які типи плит та ригелів застосовують у збірних балкових перекриттях?*
10. *Які конструкції жорстких та шарнірних стиків збірних ригелів балкових перекриттів? Принципи розрахунку їх.*
11. *Які особливості конструкцій та розрахунку збірно-монолітних балкових перекриттів?*
12. *Які переваги і недоліки безбалкових перекриттів?*
13. *Як розраховують і конструюють монолітні безбалкові перекриття?*
14. *Яка конструкція збірних безбалкових перекриттів і особливості розрахунку їх?*
15. *Які конструкції колон застосовують у багатопверхових промислових та цивільних будівлях? їхні перерізи та армування.*
16. *Які конструкції стиків колон, принципи розрахунку та армування їх?*
17. *Поясніть принципи розрахунку та конструювання діафрагм.*
18. *Поясніть розрахунок та конструювання стінових панелей.*
19. *Як конструюють та розраховують об'ємні блоки?*
20. *Які типи фундаментів ви знаєте?*
21. *Як розраховують та армують центрально навантажені фундаменти під колони?*
22. *Як розраховують та армують позацентрово навантажені фундаменти під колони?*
23. *Які принципи розрахунку стрічкових фундаментів?*
24. *Які типи фундаментних балок ви знаєте?*
25. *Як армують фундаментні балки?*
26. *Як виконують статичний розрахунок фундаментних балок?*

Література

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1.
2. ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
3. ДСТУ 3760-2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
4. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2.
6. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт.

ЗМІСТ

Передмова	3
Вступ. Суть залізобетону	4
Частина перша. Матеріали для залізобетонних конструкцій	17
Розділ 1. Основні фізико-механічні властивості бетонів	17
Розділ 2. Основні фізико-механічні властивості арматури	34
Розділ 3. Залізобетон	49
Частина друга. Розрахунок і конструювання елементів ЗБК	61
Розділ 4. Експериментальні основи теорії опору залізобетону і методи розрахунку залізобетонних конструкцій	61
Розділ 5. Згинальні елементи	67
Розділ 6. Розрахунок ЗБЕ за граничними станами другої групи	94
Розділ 7. Стиснуті елементи	102
Розділ 8. Розтягнуті елементи	117
Частина третя. Проектування залізобетонних конструкцій	120
Розділ 9. Загальні принципи проектування залізобетонних конструкцій	120
Розділ 10. Перекриття багатоповерхових будівель	129
Розділ 11. Колони багатоповерхових будівель	167
Розділ 12. Стінові елементи багатоповерхових будівель	172
Розділ 13. Фундаменти	174
Література	183

Конструкції будівель та споруд [текст]: конспект лекцій (частина 2) для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування денної форми навчання / уклад. О.А.Ужегова, С.О.Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 184 с.

Комп'ютерний набір та верстка: О.А. Ужегова

Редактор: О.А. Ужегова

Підп. до друку «___» _____ 2025 р. Формат 60x84/16. Папір офс. Гарнітура
Таймс. Ум. друк. арк. 11,5.
Тираж 50 прим.

Відділ іміджу та промоції
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75