

ЗАЛІЗО- БЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

За редакцією доктора технічних наук,
професора А. Я. Барашикова

Затверджено Міністерством освіти України
як підручник для студентів
вищих навчальних закладів,
які навчаються за спеціальністю
«Промислове і цивільне будівництво»

Київ
«Вища школа»
1995

ББК 38.53я73

З-23

УДК 624.012.35/46(075.8)

Автори:

А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов, Є. Ф. Лисенко, І. О. Русінов

Рецензент

д-р техн. наук, проф. Р. Л. Майлян (Ростовська-на-Дону державна академія будівництва)

Редакція літератури з машинобудування і будівництва
Редактор О. І. Черкасенко

Залізобетонні конструкції: Підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов та ін.; За ред. А. Я. Барашикова. — К.: Вища шк., 1995. — 591 с.: іл.

ISBN 5-11-003816-3.

У підручнику наведено фізико-механічні та деформативні властивості бетону, арматури і залізобетону, основи теорії опору залізобетону. Викладено основні принципи проектування залізобетонних конструкцій промислових та цивільних будівель, дано їхні техніко-економічні показники. Розглянуто конструкції одно- та багатопверхових каркасних і панельних будівель, їхніх покриттів, перекриттів, рам, фундаментів, а також резервуарів, силосів та бункерів. Наведено способи підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель та споруд.

Для студентів вузів, які навчаються за спеціальністю «Промислове і цивільне будівництво».

З 3305000000—050 46—95
211—95

ББК 39.53я73

ISBN 5-11-003816-3

© А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова,
Л. В. Кузнецов, Є. Ф. Лисенко,
І. О. Русінов, 1995

© Переклад на українську
мову, В. М. Гаврилов, 1995

Одним з найважливіших завдань, що стоять перед капітальним будівництвом, є розвиток виробництва будівельних виробів, використання яких дає можливість знизити матеріаломісткість, вартість і трудомісткість будівництва, масу будівель та споруд, підвищити їхні теплозахисні властивості. Цій меті відповідає максимальне нарощування випуску прогресивних залізобетонних конструкцій заводського виготовлення і збільшення обсягу будівництва з економічно вигідних монолітних конструкцій.

Роль залізобетонних конструкцій у практиці будівництва постійно підвищується. Тривають наукові дослідження, в результаті яких удосконалюються конструкції і методи розрахунку, що гарантують експлуатаційну надійність їх. Результати теоретичних і експериментальних досліджень використовують для розробки нових норм проектування і підготовки посібників з питань розрахунку залізобетонних конструкцій.

Нині багато питань, розглянутих у посібниках з проектування конструкцій, монографіях та СНиП 2.03.01-84, не відбито в існуючих підручниках з курсу «Залізобетонні конструкції», що зумовлює необхідність нового видання цього підручника.

До підручника внесено матеріали, що дають змогу студентам поглибити знання із даного питання, набути практичних навичок з конструювання насамперед за рахунок самостійної роботи. Ці питання впливають із завдань докорінного поліпшення якості підготовки молодих спеціалістів вищої кваліфікації.

У підручнику викладено практичні методи розрахунку перерізів та конструкцій з використанням алгоритмів, графіків та номограм, таблиць і табличних коефіцієнтів. Це зменшує трудомісткість обчислень і прищеплює студентам навички інженерних методів розрахунку. Додаткові відомості з окремих розділів курсу, а також приклади розрахунку призначено для самостійного опрацювання студентами. Наприкінці кожного розділу розміщено контрольні запитання для самоперевірки.

Наведено відомості про нові види бетону й залізобетону, класи арматурних сталей, маркірування арматури, прогресивні конструкції будівель, методи розрахунку і конструювання. У зв'язку зі збільшенням обсягу реконструкцій будівель та споруд до підручника внесено розділ, що містить відомості про підсилення залізобетонних конструкцій.

Підручник «Залізобетонні конструкції» є складовою частиною навчально-методичного комплексу, який розроблено колективом кафебри залізобетонних і кам'яних конструкцій КІБІ (нині Київський державний технічний університет будівництва і архітектури). До комплексу входять також навчальні посібники «Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование» (1987 р.), «Каменные конструкции строящихся и реконструируемых зданий» (1990 р.), дві серії плакатів — «Железобетонные конструкции одноэтажных производственных зданий» (1981 р.) та «Железобетонные конструкции многоэтажных зданий» (1988 р.), численні методичні розробки з проектування та виконання лабораторних робіт.

У зв'язку з тим, що цей підручник є одним із перших з даної тематики українською мовою, в кінці книги дано короткий українсько-російський словник деяких термінів у авторській інтерпретації згідно із «Словником технічної термінології» (Державне видавництво України, 1930).

Вступ, розд. 1, 2 написав І. О. Русінов; розд. 3, 7, 8 та 9 — А. Я. Барашиков; розд. 4, 5 (крім п. 5.5) та 14 — Л. В. Кузнецов; п. 5.5 і розд. 6, 10, 13 — Є. Ф. Лисенко; розд. 11 — Л. В. Кузнецов і Є. Ф. Лисенко; розд. 15 — І. О. Русінов; післямову — Л. В. Кузнецов; розд. 12 написала Л. М. Буднікова.

ОСНОВНІ ЛІТЕРНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Зусилля від зовнішніх навантажень і дій в поперечному перерізі елемента

- M — згинальний момент
- N — поздовжня сила
- Q — поперечна сила
- T — крутний момент

Характеристика попередньо напруженого елемента:

- P — зусилля попереднього обтискування з урахуванням втрат попереднього напруження в арматурі, які відповідають розглядуваній стадії роботи елемента (з урахуванням перших втрат — P_1 ; з урахуванням усіх втрат — P_2)
- σ_{sp} та σ'_{sp} — попередні напруження в напружуваній арматурі A_{sp} та A'_{sp} до обтискування бетону (при натягуванні арматури на упори) або в момент зниження попереднього напруження в бетоні до нуля від дії на елемент зовнішніх зусиль (з урахуванням перших втрат — σ_{sp1} , σ'_{sp1} ; з урахуванням повних втрат — σ_{sp2} , σ'_{sp2})
- σ_{bp} — стискувальне напруження в бетоні на стадії попереднього обтискування з урахуванням втрат попереднього напруження в арматурі, які відповідають розглядуваній стадії роботи елемента
- γ_{sp} — коефіцієнт точності натягу арматури

Характеристики матеріалів:

- R_b та $R_{b,ser}$ — розрахункові опори бетону осьовому стисканню відповідно для граничних станів першої і другої груп
- R_{bt} та $R_{bt,ser}$ — розрахункові опори бетону осьовому розтягнню відповідно для граничних станів першої і другої груп
- R_{bp} — передаточна міцність бетону
- R_s — розрахунковий опір поздовжньої розтягнутої арматури і поперечної арматури при розрахунку на згинання по похилому перерізу для граничних станів першої групи
- R_{sw} — розрахунковий опір розтягнутої арматури при розрахунку на поперечну силу для граничних станів першої групи
- R_{sc} — розрахунковий опір стиснутої арматури для граничних станів першої групи
- $R_{s,ser}$ — розрахунковий опір арматури розтягнню для граничних станів другої групи

- E_s — початковий модуль пружності бетону при стисканні і розтяганні
 α — модуль пружності арматури
 α — відношення модулів пружності (E_s/E_b)

Геометричні характеристики перерізу:

- b — ширина прямокутного перерізу; ширина ребра таврового або двотаврового перерізу
 h — висота прямокутного, таврового та двотаврового перерізу
 b_f та h_f — ширина та висота полиці в розтягнутій зоні таврового перерізу
 b_f' та h_f' — ширина та висота полиці у стиснутій зоні таврового і двотаврового перерізів
 $A_{b,tot}$ — площа всього бетону в поперечному перерізі елемента
 A_b та A_{bt} — площа перерізу стиснутої і розтягнутої зон бетону
 A_{red} — площа зведеного поперечного перерізу елемента з урахуванням усієї поздовжньої арматури
 A_s — площа перерізу поздовжньої арматури (у центрально-стиснутих і центрально-розтягнутих елементах — усієї арматури, у вигнутих — розтягнутої, у позацентрово стиснутих елементах — арматури, розміщеної в розтягнутій чи найменше стиснутій зоні перерізу, у позацентрово розтягнутих елементах — арматури, найближчої до поздовжньої сили)
 A_{sp} — те саме, напруженої арматури
 A'_s — площа перерізу поздовжньої арматури (у вигнутих елементах — стиснутої арматури, у позацентрово стиснутих елементах — арматури, розміщеної в найбільш стиснутій зоні перерізу; у позацентрово розтягнутих елементах — арматури, найбільш віддаленої від поздовжньої сили)
 A'_{sp} — те саме, напруженої арматури
 A_{sw} — площа перерізу поперечної арматури в поперечному перерізі елемента
 $A_{s,inc}$ — площа перерізу відігнутої арматури
 I — момент інерції бетонного перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу
 I_{red} — момент інерції зведеного перерізу з урахуванням усієї поздовжньої арматури відносно осі, що проходить через центр ваги зведеного перерізу
 I_s — момент інерції всієї арматури відносно центра ваги перерізу бетону
 W_{red} — момент опору зведеного перерізу
 W_{pl} — момент опору зведеного перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону
 r — радіус інерції поперечного перерізу елемента відносно центра ваги перерізу
 l — проліт елемента
 l_0 — розрахункова довжина стиснутого елемента
 a та a' — відстань від рівнодійної зусиль в арматурі до найближчого краю поперечного перерізу елемента в розтягнутій і стиснутій зонах
 h_0 або h'_0 — робоча висота поперечного перерізу елемента, $h_0 = h - a$; $h'_0 = h' - a'$
 x — висота стиснутої зони бетону
 ξ — відносна висота стиснутої зони бетону, $\xi = x/h_0$
 z_1 — відстань між рівнодійними стискувальних і розтягувальних зусиль у перерізі з тріщиною (плече внутрішньої пари сил)

- e — відстань між центром ваги стиснутої зони бетону і рівнодійної зусиль у поздовжній арматурі, розташованій у розтягнутій зоні
- e та e' — відстань від точки прикладення поздовжньої сили N до рівнодійної зусиль в арматурі розтягнутої і стиснутої зон
- e_0 та e_{0p} — ексцентриситет поздовжньої сили N і зусилля попереднього обтискування P відносно центра ваги зведеного перерізу
- e_s та e_{sp} — відстані від точки прикладення поздовжньої сили N та зусилля попереднього обтискування P до центра ваги площі перерізу всієї розтягнутої арматури $A_{sp} + A_s$
- $e_{0, tot}$ — ексцентриситет рівнодійної N та P відносно центра ваги зведеного перерізу
- e_1 — випадковий ексцентриситет
- s — відстань між поперечними стержнями (хомутами)
- $\varepsilon_{b,u}$ — відносні граничні деформації бетону при стисканні (гранична стискуваність)
- $\varepsilon_{bt,u}$ — те саме, при розтяганні (гранична розтягуваність)
- $\varepsilon_{s,br}$ — відносні деформації усадки бетону
- φ_t — характеристика повзучості бетону
- μ — коефіцієнт армування для розтягнутої арматури
- μ_w — коефіцієнт армування для поперечної арматури

1. Суть залізобетону

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

Бетон — це штучний кам'яний матеріал, який добре протистоїть стисканню і погано — розтягнанню.

Розглянемо роботу бетонної балки на згинання (рис. 1, *a*). Із збільшенням навантаження F у початковий період напруження і деформації в бетоні пов'язані лінійною залежністю. З подальшим збільшенням навантаження в розтягнутій зоні виникають непружні деформації. У момент виникнення в розтягнутій зоні граничних опорів $R_{bt,u}$ і граничних деформацій $\epsilon_{bt,u}$ в бетоні утворюється перша тріщина, яка спричиняє крихке руйнування балки.

Дослідження показали, що міцність бетону на розтягання в 10...15 разів нижча, ніж на стискання. Наприклад, для класу $B15$ міцність бетону на розтягання 1,15, а на стискання — 11 МПа. Міцність стиснутої зони бетонної балки залишається невикористаною у зв'язку з незначною міцністю розтягнутої зони і, отже, невеликою несучою здатністю бетонної балки.

Якщо під час бетонування в розтягнуту зону балки вмістити сталі стержні, то характер роботи і руйнування такої залізобетонної балки буде інший (рис. 1, *б*).

У початковий період навантажування бетон і арматура працюють разом. У бетоні розтягнутої зони розвиваються невеликі непружні деформації. Із збільшенням навантаження, коли в бетоні розтягнутої зони напруження досягають граничних значень і розвиваються граничні деформації, виникають перші тріщини. Навантаження в момент виникнення тріщин звичайно становлять 15...25 % руйнівного. У перерізах з тріщинами розтягнутий бетон виключається з роботи, усі розтягувальні зусилля сприймає арматура; при цьому навантаження на балку може бути збільшене. Таке подальше навантажування спричиняє збільшення ширини розкриття тріщин, розви-

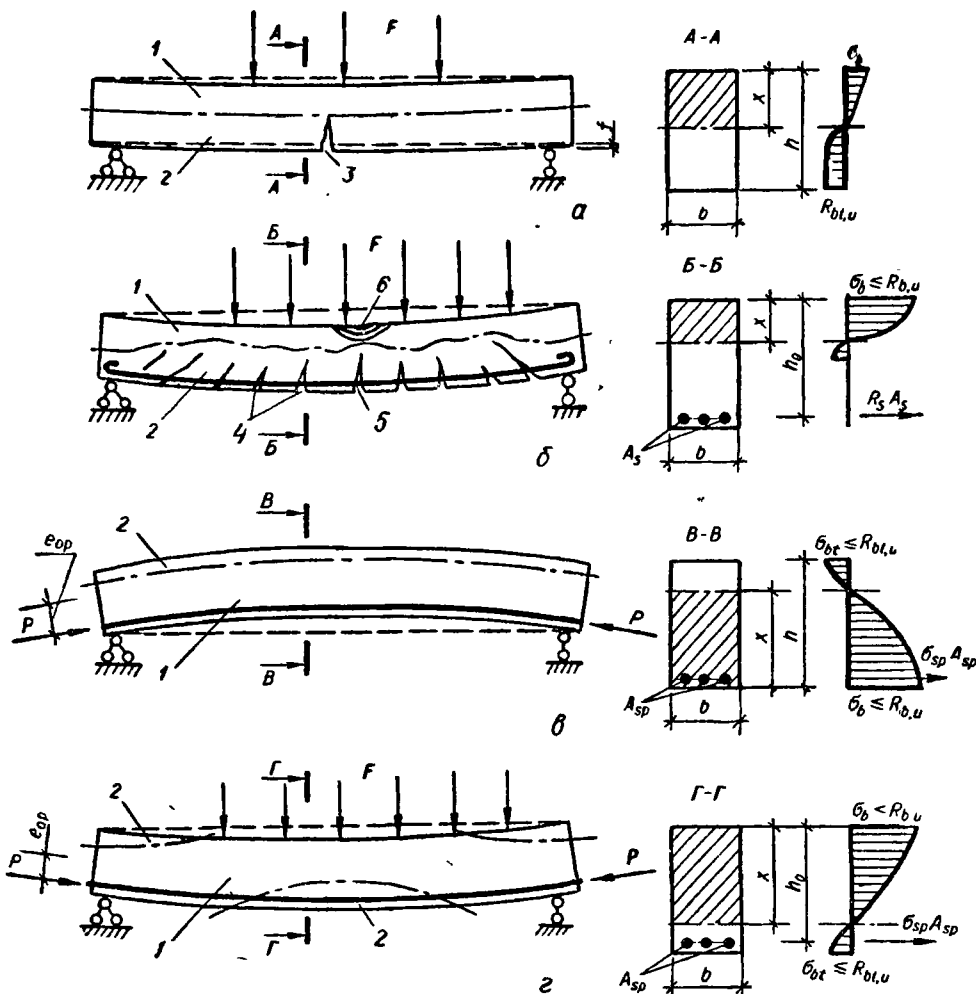


Рис. 1. Характер роботи бетонних і залізобетонних балок:

a — руйнування бетонної балки; *б* — руйнування залізобетонної балки; *в* — напружено-деформований стан попередньо напруженої балки у стадії виготовлення; *г* — те саме, у стадії експлуатації; 1 — стиснута зона; 2 — розтягнута зона; 3 — тріщина, що спричиняє руйнування балки; 4 — тріщини в розтягнутому бетоні; 5 — зона текучості арматури; 6 — зона роздроблення бетону

ток їх за висотою перерізу, появу нових тріщин. Якщо вміст арматури невеликий, руйнування настане тоді, коли в одному з перерізів із тріщиною напруження в арматурній сталі досягнуть границі текучості. Руйнування балки буде пластичним із великими прогинами і закінчиться роздробленням бетону стиснутої зони.

Отже, армування бетонної балки дає можливість використовувати міцність сталевий арматури на розтягання і міцність бетону на стис-

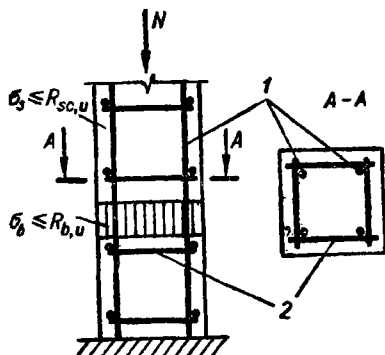


Рис. 2. Характер роботи стиснутої колони:

1 — поздовжня арматура; 2 — поперечна арматура

канья. Несуча здатність залізобетонної балки може переважати несучу здатність бетонної більш як у 10 разів. Проте звичайні залізобетонні конструкції мають істотний недолік — тріщини в розтягнутій зоні, що не завжди припустиме для нормальної експлуатації. Найефективніший спосіб запобігти появі тріщин — застосувати попереднє напруження арматури (рис. 1, в, г).

Попередньо напруженими називають конструкції, під час виготовлення яких створюється обтискування бетону зони, розтягнутої під дією зовнішнього навантаження. Цього досягають, як правило, попереднім напруженням високо-

міцної арматури. Обтискування бетону дає можливість істотно збільшити період спільної роботи напружуваної арматури і розтягнутого бетону і не допустити утворення тріщин під час експлуатації або обмежити розкриття їх.

При натягуванні арматури реалізується значна частина її пружних деформацій, що дає можливість використати високоміцні сталі для армування залізобетонних конструкцій. У зв'язку з низькою деформативністю і міцністю бетону на розтягання при розрахунку залізобетонних конструкцій на міцність вважають, що всі розтягувальні зусилля передаються на арматуру.

У стиснутих конструкціях основну частину навантаження сприймає бетон, оскільки він добре чинить опір стисканню. Арматура у стиснутій зоні цих елементів працює спільно з бетоном і сприймає частину стискувальних зусиль, що дає можливість зменшити розміри поперечного перерізу елемента (рис. 2). Армування стиснутого бетону підвищує надійність залізобетонних конструкцій. Проте замінити бетон дорожчим і дефіцитним матеріалом — сталлюю арматурою — економічно невигідно, тому стиснуту арматуру використовують у кількості до 3 % площі перерізу бетону.

Характер спільної роботи сталюї арматури з бетоном залежить від ряду факторів. Зчеплення забезпечує у певних межах рівність їхніх деформацій. Розвиток непружних деформацій у бетоні збільшує період спільної роботи арматури й бетону. Коефіцієнти лінійної температурної деформації бетону і арматури близькі: для бетону вони становлять $0,00001 \dots 0,000015$ $(^{\circ}\text{C})^{-1}$, а для сталі — $0,000012$ $(^{\circ}\text{C})^{-1}$. У зв'язку з цим із зміною температури в залізобетоні внутрішні температурні напруження незначні.

Арматура добре працює на розтягання, і її міцність при цьому в багато разів перевищує міцність бетону. Співвідношення моду-

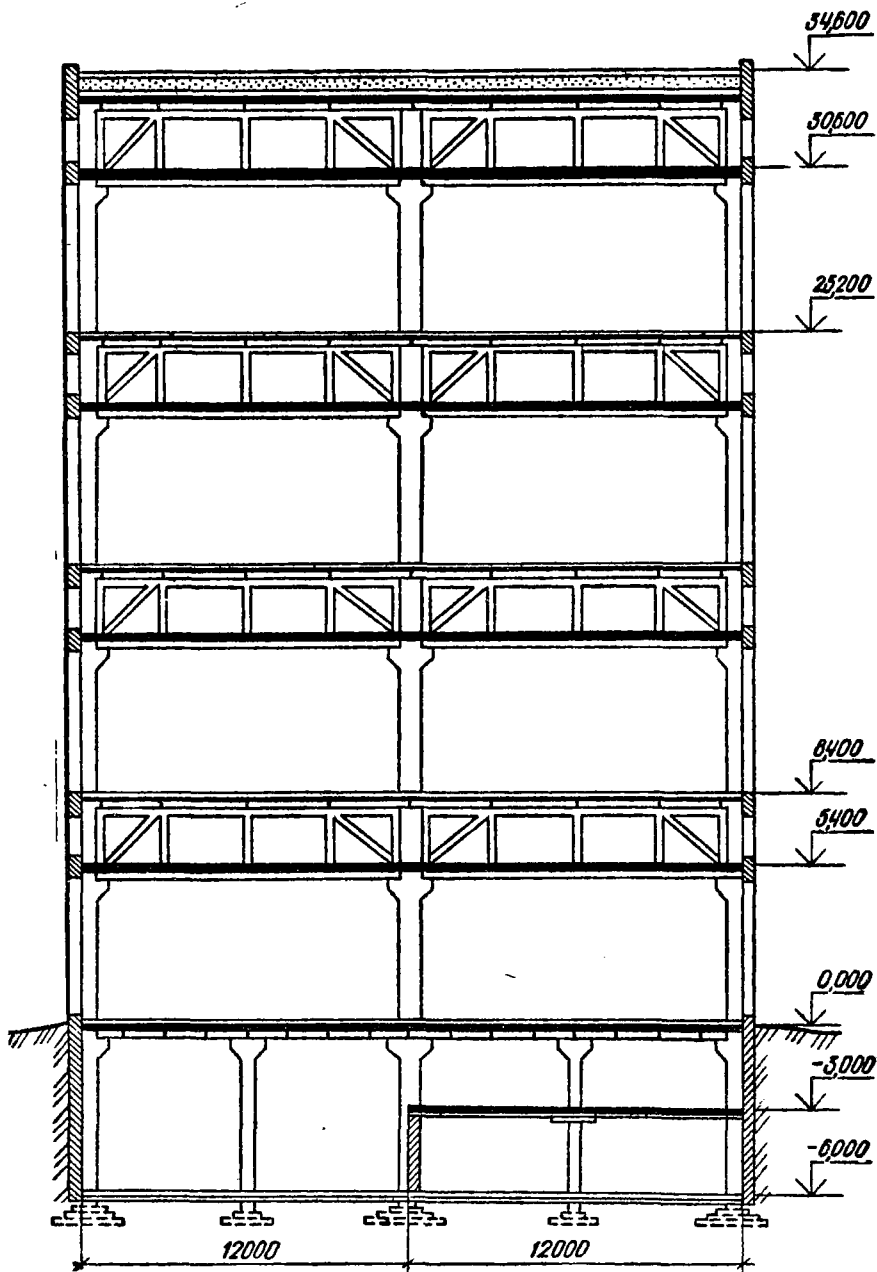


Рис. 3. Переріз виробничої будівлі в технічних поверхах

лів пружності арматури і бетону $\alpha = E_s/E_b = 8...15$ сприяє повному використанню арматури в роботі конструкцій. Бетон надійно захищає сталю арматуру від корозії, утворюючи на її поверхні плівку з цементного каменю, і береже її від вогню в разі пожежі. Арматура компенсує недоліки бетону, вигідно змінюючи характер його роботи в залізобетонних конструкціях.

2. Галузі застосування залізобетонних конструкцій

Галузі застосування залізобетону як основного будівельного матеріалу постійно розширюються. Для спорудження одно- і багатоповерхових виробничих будівель (рис. 3) із збірного залізобетону виготовляють плити покриттів та перекриттів, стінові панелі, прогони, балки та ферми, колони, підкранові балки, фундаменти. Зовнішні стіни великопанельних будівель монтують звичайно із збірних керамзитозалізобетонних панелей, а решту елементів — з важкого бетону різних класів. Розвивається будівництво житлових будинків із залізобетонних блок-кімнат. До складу громадських будівель входять переважно збірний залізобетонний каркас, плити перекриттів, стінові панелі.

Широко застосовують залізобетон у будівництві видовищних будівель — театрів та кінотеатрів, спортивно-концертних залів (рис. 4). Із залізобетону зводять різні спортивні споруди — палаци спорту, криті стадіони, плавальні басейни, тенісні корти.

Залізобетонні попередньо напружені конструкції використовують для аркових, арково-консольних, нерозрізних та розрізних балкових мостів на залізничних та автомобільних магістралях.

Монолігний або збірно-монолітний залізобетон застосовують у будівництві промислових та цивільних будівель (рис. 5), а також гідротехнічних споруд — гребель, шлюзів, набережних, будівель ГЕС (рис. 6), для облицювання каналів.

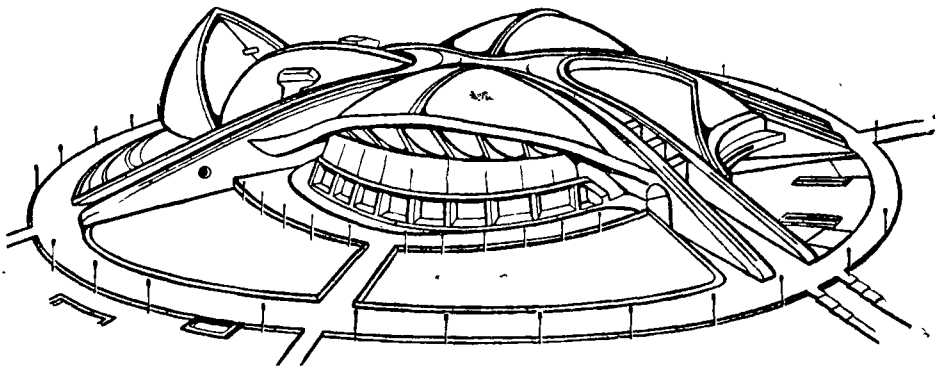


Рис. 4. Покриття спортивно-концертного залу в Єревані

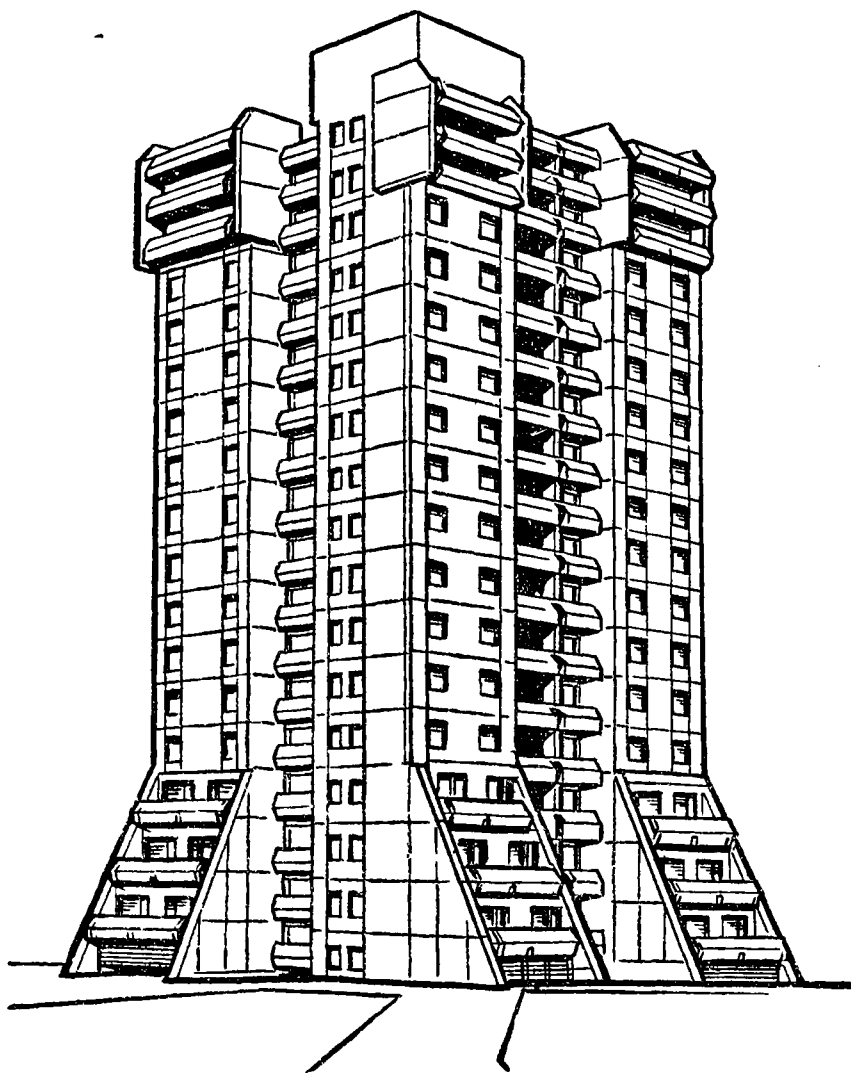


Рис. 5. Шестнадцятиповерховий монолітний житловий будинок з керамзитобетону у Вільнюсі

Залізобетон також широко застосовують у транспортному будівництві (попередньо напружені шпали та опори контактної мережі, шляхопроводи, естакади, станційні будівлі та споруди), а також для зведення різних спеціальних інженерних споруд (бункерів, силосів, очисних споруд, телевізійних башт та ліній електропередач, резервуарів, підпірних стінок та атомних реакторів). У зв'язку з різким збільшенням політної маси літаків усі злітно-посадочні смуги будують з монолітного залізобетону, часто попередньо напруженого.

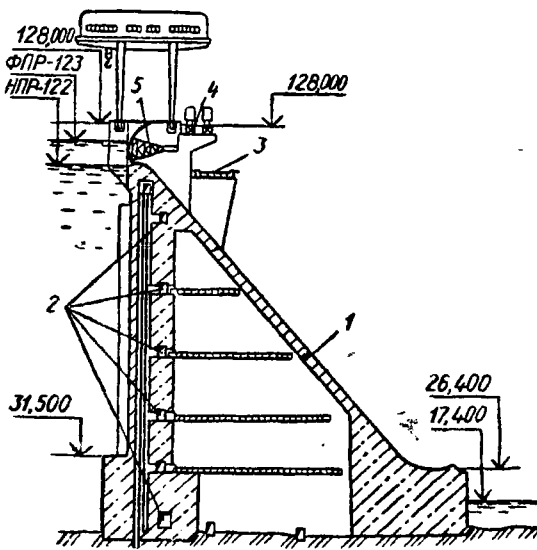


Рис. 6. Розріз по водозливній греблі Братської ГЕС:
 1 — шов; 2 — оглядові потерни; 3 — автодорожня магістраль; 4 — залізнична магістраль; 5 — сегментний затвор

стосовують також плавучі залізобетонні на якорях.

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

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

3. Короткий історичний огляд розвитку залізобетонних конструкцій

Залізобетон — основний будівельний матеріал сучасності — має порівняно невелику історію застосування (близько 130 років). Завдяки міцності бетону при стискуванні, його довговічності, високій вогнестійкості, численним корисним технічним властивостям його широко застосовують у будівництві. Проте, як і будь-який кам'яний матеріал, він не міг конкурувати з металом, який здатний сприймати великі зусилля стискання і розтягання. Виникла ідея об'єднати бетон і сталь в єдиний матеріал — залізобетон — для спільної роботи і якнайкраще використати їхні позитивні властивості. Першою відомою такою конструкцією був човен, створений французом Ламбо в 1849 р. з дротяної сітки, покритої цементним розчином. Перший патент на використання залізобетону (армоцементу) в будівництві одержано також у Франції.

Перші залізобетонні конструкції у вигляді найпростіших балок та плит з'явилися в період 1860—1880 рр. Вони були досить примітивні, арматуру в них розміщували за інтуїцією, оскільки принципи роботи залізобетонних конструкцій ще не

Невпинне зростання міст зумовило необхідність розвитку підземного будівництва із застосуванням залізобетонних конструкцій (транспортні та пішохідні тунелі, колектори, підземні гаражі, станції метро).

Для видобування нафти й газу на шельфі споруджують плавучі або такі, що опускаються на дно (рис. 7), острови з монолітного залізобетону об'ємом 300... 600 тис. м³, з яких ведуть розвідування й видобуток нафти. Тут же розміщують резервуари для зберігання нафти, житлові приміщення, різні служби та енергетичне господарство. Для збирання нафти за резервуари, встановлювані

були відомі. Широкі пошуки конструктивних форм залізобетону і принципів його армування почалися приблизно з 1880 р.

У Росії початок використання залізобетону в будівництві припадає на 1886 р., коли в одній з московських будівельних контор було відкрито відділ бетонних та залізобетонних робіт. Застосуванню залізобетону в Росії сприяли широкі наукові досліді, проведені в Петербурзі в 1891 р. під керівництвом М. А. Белелюбського. Досліджувалась робота під навантаженням залізобетонних плит, склепін, труб, резервуара та аркового моста прогоном 17 м.

У той же час розпочала систематичні дослідження залізобетонних конструкцій механічна лабораторія Інституту інженерів шляхів сполучення. Позитивні результати цих досліджень привели до того, що в 1899 р. на підставі постанови Міністерства шляхів сполучення на залізницях Росії почали застосовувати залізобетон — спочатку для резервуарів, водоймових будівель, а потім для шляхопроводів та мостів.

В 1904 р. у м. Миколаєві вперше в світі було збудовано залізобетонний маяк заввишки близько 40 м, у 1908 р. вперше в Європі зведено залізобетонні безбалкові перекриття складу молочних продуктів у Москві (автор проекту — російський вчений А. Ф. Лолейт).

У 30-х роках француз Е. Фрейсіне запропонував і впровадив у будівництво напружану арматуру.

У колишньому СРСР у період відбудови, а потім у зв'язку із здійсненням плану індустріалізації країни залізобетонні конструкції широко застосовували в будівництві. Наприкінці 20-х років створюються проектні організації загальносоюзного значення, які розробляють проекти великих промислових підприємств. Одночасно створюються науково-дослідні організації та лабораторії, які ведуть широкі дослідження в галузі залізобетону: ЦНДІШС (пізніше НДІЗБ), ЦНДІС, МІШС, НДІ-200, ПівдНДІ.

Серед об'єктів перших п'ятирічок, для яких широко використовували залізобетон, грандіозні споруди тих часів — Волховська та Дніпровська ГЕС, які будувалися за планом ГОЕЛРО. Серед видатних тогочасних інженерних споруд можна назвати також Московський метрополітен, міст через р. Дніпро в Дніпропетровську. Поряд із спорудами з монолітного залізобетону в колишньому СРСР, починаючи з 1930 р., застосовували і збірні конструкції, наприклад під час будівництва Першого державного підшипникового заводу, будівлі друкарні газети «Правда», багатьох промислових будівель на Уралі.

Починаючи з 1928 р., в будівельну практику ввійшли розроблені радянськими вченими В. З. Власовим, О. О. Гвоздьовим, П. Л. Пастернаком та іншими тонкостінні просторові покриття — оболонки, складки, куполи.

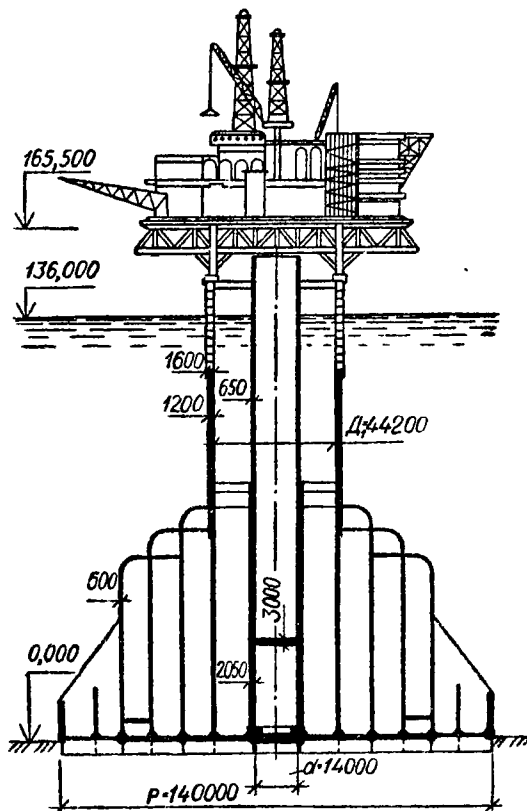


Рис. 7. Залізобетонна платформа для видобування нафти

З розширенням галузі використання залізобетону дедалі очевиднішими ставали недоліки його розрахунку як пружного матеріалу. Наприкінці 1931 р. А. Ф. Лолейт запропонував нову теорію розрахунку за руйнівними зусиллями. З 1938 р. після фундаментальних досліджень, виконаних у ЦНДІШС, розрахунок залізобетонних конструкцій за стадією руйнування введено в норми. Основний недолік цього методу — спільний коефіцієнт запасу, що спричинило необхідність дальшого розвитку теорії розрахунку.

Під керівництвом О. О. Гвоздьова, який очолив теоретичні дослідження залізобетонних конструкцій, створено теорію розрахунку за методом граничних станів, яку введено в норми з 1955 р.

У 50-х роках В. І. Мурашов створив теорію тріщиностійкості і деформативності залізобетонних конструкцій з урахуванням реальних властивостей матеріалу, у першу чергу появи і розвитку тріщин у розтягнутих зонах. Великі заслуги В. З. Власова в галузі розвитку розрахунку залізобетонних тонкостінних просторових покриттів і впровадження їх у будівництво. Завдяки дослідженням, що їх розпочав В. В. Михайлов в 1930 р., почали застосовувати попередньо напружені залізобетонні конструкції, які дали можливість ефективно використовувати високоміцні сталі та бетони.

У повоєнний період найбільшого поширення набули збірні, у тому числі напружені, конструкції. Відбувається даліше вдосконалення залізобетонних конструкцій, технології їх виготовлення і монтажу, розвиток теорії залізобетону. Особливо швидко зростає використання збірного залізобетону.

Залізобетон — основний конструкційний матеріал сучасного будівництва.

Приріст об'ємів монолітного залізобетону перевищує приріст об'ємів збірного, що пов'язано з планованим збільшенням обсягів житлового та культурно-побутового будівництва, реконструкцією діючих промислових підприємств, розвитком транспортного будівництва.

В останні роки з'явилася тенденція до збільшення використання монолітного залізобетону, наприклад для зведення фундаментів, перших поверхів громадських та житлових будівель з використанням ковзної і переставної опалубки.

Крім дальшого розширення застосування вже апробованих залізобетонних конструкцій, передбачається створення нових конструктивних форм, використання високоміцних матеріалів, дальший розвиток упровадження просторових конструкцій, які характеризуються малою матеріаломісткістю, використання бетонів на напружувальному цементі для створення самонапружених конструкцій з метою підвищення їх водонепроникності, вдосконалення теорії залізобетону та високопродуктивних технологічних процесів.

Безперервно відбувається процес створення, вивчення і застосування для залізобетонних конструкцій дрібнозернистих, легких і пористих бетонів зниженої густини, полімербетонів, кислотостійких, радіаційно-екрануючих та дисперсно-армованих бетонів.

Визначено шляхи підвищення довговічності залізобетонних конструкцій за рахунок холодного просочування їх мономерами і застосування різних лакофарбових покриттів. Розробляють також бетони з хімічними добавками, які дають можливість змінювати властивості бетонної суміші і затверділого бетону в конструкціях.

Частина перша

МАТЕРІАЛИ, КОНСТРУЮВАННЯ І РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Розділ 1

ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНІВ, АРМАТУРИ ТА ЗАЛІЗОБЕТОНУ. СПОСОБИ АРМУВАННЯ

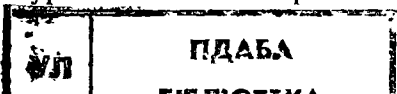
1.1. Структура бетону і його міцнісні характеристики

Бетон — штучний будівельний матеріал, який складається з цементного каменю і крупного та дрібного заповнювача. У порах та капілярах бетону завжди містяться хімічно не зв'язана вода та повітря. Міцнісні та деформативні властивості бетону залежать від його структури. Найактивнішою складовою бетону є цементний камінь, у процесі тверднення якого гелева складова (мінеральний клей) перетворюється на кристалічний зросток, який надійно з'єднує крупний і дрібний заповнювачі в єдиний моноліт. Теорія тверднення цементного каменю викладається в курсі хімії.

Міцність і густина бетону залежать в основному від виду крупного заповнювача. В разі використання гранітного чи базальтового щебеню утворюється важкий бетон густиною $2,2...2,5 \text{ т/м}^3$, а в разі застосування легких заповнювачів типу керамзиту, перліту, аглопориту — бетон густиною $0,8...2 \text{ т/м}^3$. Методи добору складу бетону студенти вивчають у курсі «Будівельні матеріали».

Міцність бетону при стисканні, розтяганні, зрізуванні, сколюванні різна і залежить від складу бетону, якості й кількості цементу та заповнювачів, водоцементного відношення, способу приготування, умов тверднення та віку бетону. З часом міцність бетону підвищується залежно від умов тверднення. Наприклад, у разі природного тверднення у вологому середовищі міцність бетону зростає повільно і досягає максимального значення через 1...3 роки (рис. 1.1, а). Якщо бетон твердне в сухому середовищі, у початковий період міцність зростає швидко, проте не досягає максимального значення.

Здатність бетону міцнішати в разі тверднення в умовах підвищеної температури й вологості широко використовують у виготовленні залі-



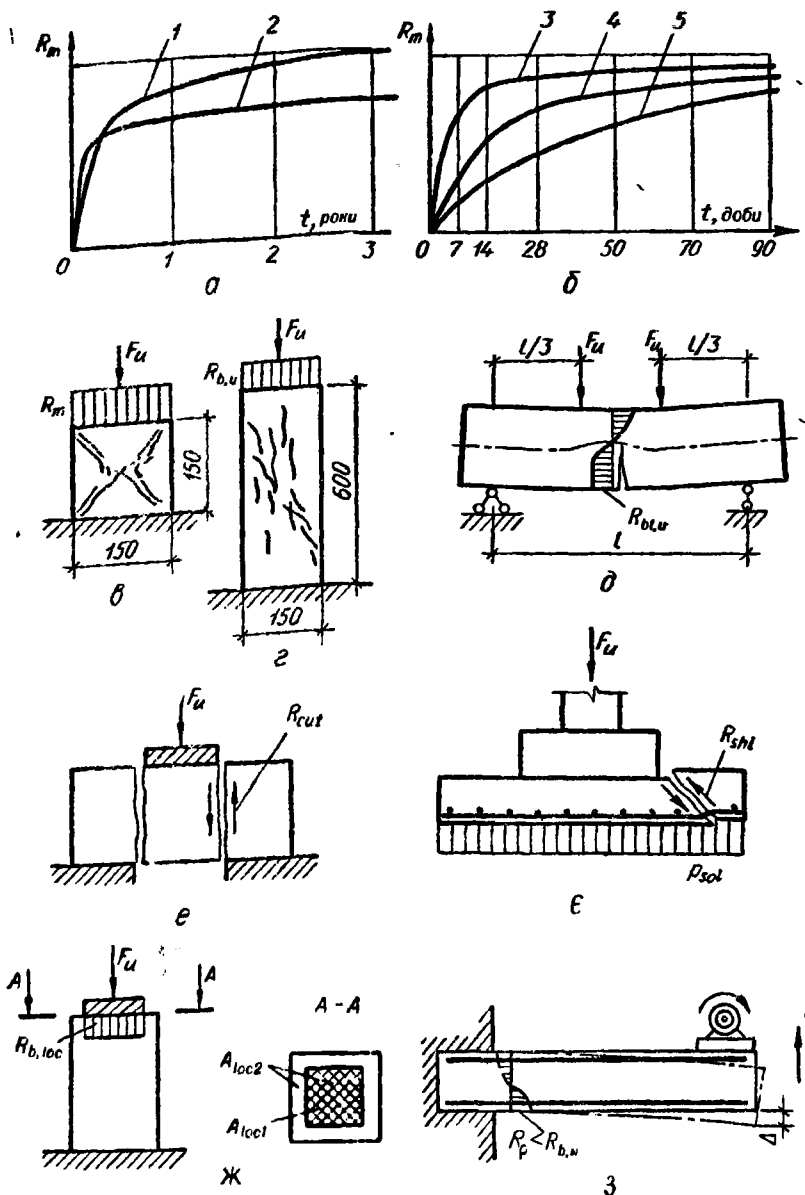


Рис. 1.1. Міцність бетону:

a — зростання міцності бетону в часі залежно від умов тверднення; *б* — те саме, від виду цементу; *в* — характер руйнування бетонного куба; *г* — те саме, при сколюванні; *д* — те саме, при місцевому стисканні; *е* — міцність бетону при зрізі; *ж* — те саме, при багаторазово повторюваних навантаженнях R_p ; *з* — на швидкотвердному цементі; *4* — на портландцементі; *5* — на пуцолановому цементі

вобетонних конструкцій, піддаючи їх тепловологісній обробці. Проте при цьому з бетону видаляється багато води і процес тверднення його після остигання різко уповільнюється. Іноді після двох-трьох місяців спостерігається навіть зниження міцності на 5...10 %. Перспективною є відмова від тепловологісної обробки бетону і заміна її іншими технологічними прийомами, наприклад використанням хімічних добавок, які прискорюють тверднення.

Швидкість тверднення бетону значною мірою залежить від виду цементу (рис. 1.1, б). Застосовуючи швидкотвердні цементы, можна забезпечити потрібну міцність бетону через 7 діб і навіть менше.

Для проектування залізобетонних конструкцій прийнято такі види міцності бетону: призмову (міцність бетонних призм на стискання) і на розтягання.

За еталон міцності бетону при стисканні прийнято кубову міцність R_m , яку визначають випробуванням на пресі до зруйнування бетонних кубів $150 \times 150 \times 150$ мм. За результатами випробувань визначають умовну характеристику міцності бетону — його клас.

Під час роздавлення куба бетон руйнується по похилих площинах і його бічні частини відокремлюються (рис. 1.1, в). Такий характер руйнування зразка пояснюється впливом сил тертя, що виникають між поверхнями куба та плитами преса.

Класом B міцності бетону на осьове стискання називається 95 %-на гарантована міцність бетону (МПа) під час випробування кубів з ребром 150 мм, виготовлених з бетону робочого складу і випробуваних у віці 28 діб згідно з вимогами стандартів.

У нормах прийнято такі класи міцності на стискання важких бетонів: $B_{3,5}$; B_5 ; $B_{7,5}$; B_{10} ; $B_{12,5}$; B_{15} ; B_{20} ; B_{25} ; B_{30} ; B_{35} ; B_{40} ; B_{45} ; B_{50} ; B_{55} ; B_{60} . Для залізобетонних конструкцій використовують бетон класу не нижче $B_{7,5}$.

Міцність легкого, пористого та поризованого бетонів залежить від їх середньої густини. Для легких бетонів встановлено за середньою густиною марки $D_{800} \dots D_{2000}$, для пористих — $D_{500} \dots D_{1200}$.

Мінімальний клас для легких бетонів — $B_{2,5}$ при марці за густиною не нижче як D_{800} .

Із збільшенням висоти зразка вплив сил тертя зменшується і визначається під час випробування міцність бетону знижується. Тому, встановлюючи клас бетону за результатами випробування кубів з ребром 200 мм, добуте значення множать на коефіцієнт $K = 1,05$, а для кубів з ребром 100 мм — на $K = 0,91$.

Призмova міцність є основною і найстабільнішою, оскільки при відношенні розмірів основи призми до її висоти 1 : 4 або менше її середня частина вільна від впливу тертя між поверхнями зразка та плитами преса.

Визначають призмову міцність із співвідношення $R_{b,u} = F_u/A_{b,tot}$, де F_u — руйнівна сила, визначувана за результатами випробування (рис. 1.1, а).

Бетон — неоднорідний матеріал із різними фізичними і механічними властивостями складових компонентів, а тому напружений стан у тілі зразка складний. Наближено призмову міцність можна обчислити, помноживши кубову міцність на коефіцієнт 0,72...0,75.

Міцність бетону на розтяг $R_{bt,u}$ залежить від міцності цементного каменю і зчеплення його з заповнювачами.

За стандартами [41, 48] міцність бетону на розтягання визначають при випробуванні вісімок квадратного перерізу на розрив або балочок квадратного перерізу (призм) на згинання, або ж циліндрів та кубів на розколювання. Під час розривання вісімок дуже важко забезпечити центрування їх, що призводить до значного розкиду значень міцності. Тому в лабораторіях найчастіше випробовують бетонні балочки на згинання, визначаючи в такий спосіб міцність бетону на розтягання при згинанні (рис. 1.1, б). Циліндри під час випробування навантажують так, щоб вони розколювались по діаметру від поперечного розтягання бетону, а куби — по діагоналі.

Руйнуються зразки раптово в результаті відриву однієї частини зразка від іншої в площині, перпендикулярній до розтягувальних напружень. У дослідах спостерігається великий розкид значень міцності бетону на розтягання: $R_{bt,u} = (0,1...0,05) R_m$.

Встановлено такі класи бетону за міцністю на осьове розтягання: $B_10,8$; $B_11,2$; $B_11,6$; B_12 ; $B_12,4$; $B_12,8$; $B_13,2$. Міцність бетону визначають за цими класами, якщо в процесі експлуатації він в основному працює на розтягання.

Деякі міцнісні характеристики бетону не включено в норми, і їх визначають з таких співвідношень.

При зрізі одна частина елемента переміщується відносно іншої по перерізу, нормальному до осі елемента (рис. 1.1, в). Чистого зрізу в залізобетонних конструкціях практично не буває. Як правило, зріз супроводжується дією поздовжніх сил. Наближено міцність бетону на зріз $R_{cut} = 2R_{bt,u}$.

Значно частіше трапляється сколювання бетону, тобто руйнування по похилому перерізу (рис. 1.1, г). Міцність бетону на сколювання $R_{shl} = (1,5...2) R_{bt,u}$.

Міцність бетону при місцевому стисканні (зминанні) підвищується внаслідок впливу ненавантаженої зони, яка створює ефект обойми (рис. 1.1, ж). Значення $R_{b,loc}$ залежить від відношення площі перерізу до площі зминання (місця прикладення навантаження до перерізу) і може перевищувати $R_{b,u}$ в 2...2,5 раза.

У разі багаторазово повторюваних навантажень можливе руйнування бетону від втомленисті в результаті нагромадження пластичних деформацій і утворення мікротріщин (рис. 1.1, з). Тому гра-

ниця витривалості бетону R_0 нижча за призмову міцність, залежить від асиметрії циклу (відношення найбільших і найменших напружень у бетоні) і дорівнює $(0,95 \dots 0,5) R_{b,u}$.

Тривала міцність бетону при дії високих напружень під впливом непружних деформацій і неоднорідності структури нижча від міцності при короткочасній дії навантаження і становить $(0,8 \dots 0,85) R_{b,u}$.

Довговічність залізобетонних конструкцій значною мірою визначається *морозостійкістю бетонів*. До норм введено марки бетонів за морозостійкістю від $F15$ до $F500$, які характеризуються числом циклів заморожування і відтаювання бетонних зразків без помітного зниження їхньої міцності.

Для конструкцій, які працюють під тиском рідини або газів, встановлено марки бетонів за *водонепроникністю* від $W2$ до $W12$.

1.2. Деформативність бетону

Бетон є пружно-в'язко-пластичним матеріалом, тобто має як пружні, так і непружні властивості. Розрізняють об'ємні і силові деформації бетону. *Об'ємні деформації* (усадка, набухання, температурні вкорочення і видовження) розвиваються в результаті зміни вологості і температури повітря. Причиною розвитку *силових деформацій* є різні навантаження: короткочасні, довготривалі, багатократно повторювані.

Деформативні властивості пружного матеріалу характеризуються *модулем пружності*. Початковий модуль пружності бетону E_b залежить від класу, виду бетону і способу тверднення, характеризує пружні деформації і визначається при напруженнях $0,2 \dots 0,3$ границі міцності (рис. 1.2, а). Початковий модуль пружності бетону $E_b = \sigma_b / \epsilon_{el}$, де ϵ_{el} — відносні пружні деформації бетону. Повні деформації бетону при відповідних напруженнях $\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$, де ϵ_{pl} — непружні деформації, які спричиняються повзучістю бетону і залежать від швидкості навантажування (тобто змінні в часі) і від рівня напружень у бетоні.

Пружні властивості бетону характеризуються коефіцієнтом

$$\nu = \epsilon_{el} / \epsilon_b = \epsilon_{el} / (\epsilon_{el} + \epsilon_{pl}). \quad (1.1)$$

При короткочасному осьовому стисканні $\nu = 0,9$.

Повні деформації бетону характеризуються *модулем деформацій*, який для кожного рівня напружень чисельно дорівнює тангенсу кута нахилу дотичної до кривої «напруження — деформації» α . Кут α — величина змінна, що залежить від рівня напружень, швидкості навантажування та інших факторів. У розрахунках залізобетонних конструкцій беруть середнє значення модуля деформацій, яке чисельно дорівнює тангенсу кута нахилу січної α_1 до горизонтальної осі (рис. 1.2, б).

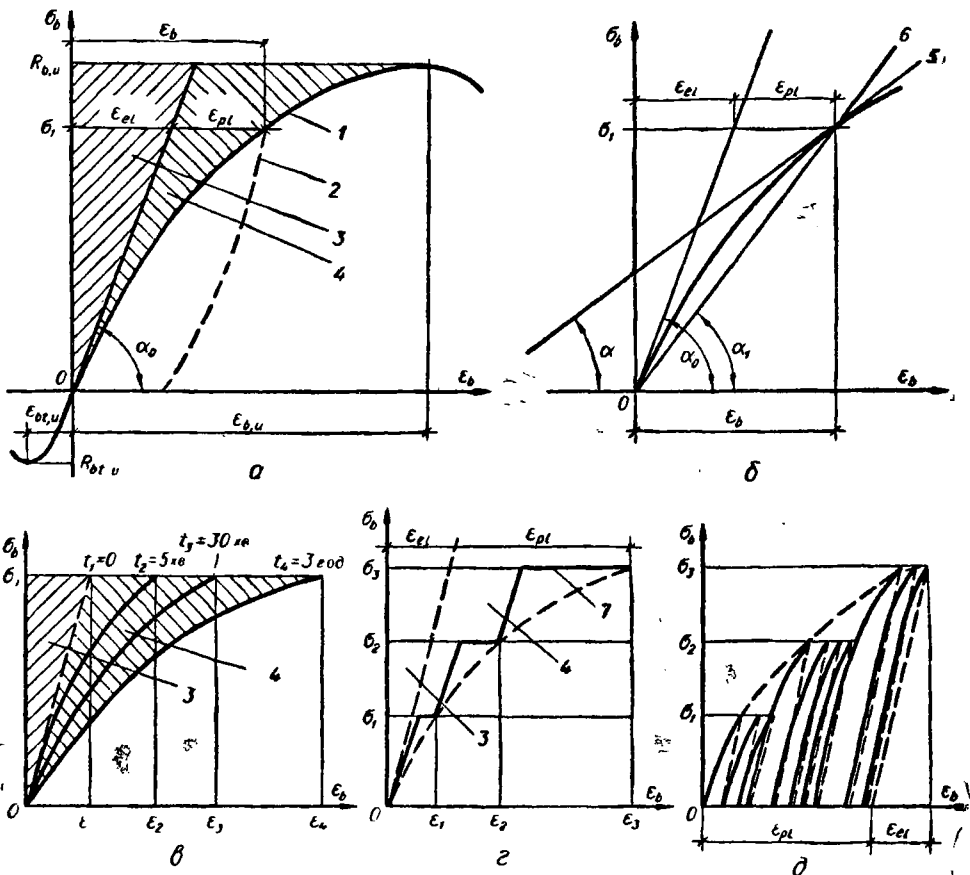


Рис. 1.2. Залежності між напруженнями та деформаціями бетону при короточасному навантаженні; а — діаграма «напруження — деформації»; б — визначення модуля пружності та модуля деформації; в — вплив швидкості навантажування на деформації; г — деформації при ступінчастому навантажуванні; д — деформації при повторних навантаженнях; 1 — під час навантажування; 2 — під час розвантажування; 3 — зона пружних деформацій; 4 — зона непружних деформацій; 5 — дотична; 6 — січна; 7 — деформація при видержуванні під навантаженням

Модуль деформацій $E_{b,pl}$ менший від початкового модуля пружності бетону. Залежність між ними має вигляд

$$E_{b,pl} = \sigma_b / \epsilon_b = \sigma_b / (\epsilon_{el} + \epsilon_{pl}) = \nu E_b. \quad (1.2)$$

Оскільки розвиток непружних деформацій залежить від багатьох факторів і часу, то й модуль деформацій — величина змінна.

На непружні, а отже, і повні деформації істотно впливає швидкість навантажування бетону (рис. 1.2, в). При миттєвому навантажуванні проявляються лише пружні деформації. Чим повільніше прикладається навантаження, тим більше непружні деформації, що розвиваються за цей період, і тим менша величина $E_{b,pl}$.

Розвиток непружних деформацій проявляється при ступінчастому навантажуванні, коли відліки за вимірювальними приладами фіксуються двічі: у момент прикладення навантаження і після видержування його протягом кількох хвилин (рис. 1.2, з).

При повторних навантаженнях до певного рівня напружень на кожному циклі реалізується частина непружних деформацій, що постійно зменшується (рис. 1.2, д). Після кількох циклів бетон деформується практично пружно, оскільки необоротні непружні деформації вже вичерпані. Із збільшенням навантаження характер деформування повторюється.

Граничні деформації бетону залежать від багатьох факторів, але в першу чергу від тривалості навантаження.

Відносні граничні деформації бетону при розтяганні (гранична розтяжність) невеликі і змінюються від 0,0001 до 0,00017 (рис. 1.3, а). У розрахунках звичайно беруть до уваги середнє значення $\epsilon_{bt,u} = 0,00015$, що відповідає видовженню $\Delta_{bt,u}$ бетонного зразка завдовжки 1 м на 0,15 мм і напруженням в арматурі близько 30 МПа.

Відносні граничні деформації бетону при стисканні (рис. 1.3, б) (гранична стискуваність) значно більші, ніж при розтяганні — 0,002...0,004. У розрахунках використовують два значення $\epsilon_{b,u}$: при короткочасній дії навантаження — 0,002 і при тривалій — 0,0025, що відповідає вкороченню $\Delta_{b,u}$ бетонного зразка завдовжки 1 м на 2 або 2,5 мм.

При позацентровому стисканні або згинанні граничні деформації у крайніх волокнах можуть досягти значень $\epsilon_{b,u} = 0,0025...0,0050$ (рис. 1.3, в). Визначати граничні деформації необхідно, оскільки від їхніх значень залежать діапазон спільної роботи арматури з бетоном і ефективність використання арматури підвищеної міцності.

Повзучістю бетону називають його властивість проявляти непружні деформації при тривалій дії навантаження. Деформації повзучості визначаються рівнем напружень у бетоні і супроводять пружні деформації. Наприклад, якщо навантажити бетонну призму тривалим стискувальним навантаженням F_1 , то у початковий момент виникнуть пружні деформації Δ_{el} (рис. 1.3, з), а потім протягом тривалого періоду, що обчислюється роками, розвиватимуться, поступово затухаючи, деформації повзучості. Призма, яка вкоротилася в момент прикладення стискувального навантаження, вкорочуватиметься в часі на величину Δ_1 . В разі ж розтягування бетонний зразок в результаті розвитку деформацій повзучості видовжуватиметься.

В елементі, що згинається, в результаті вкорочення волокон стиснутої зони і видовження волокон розтягнутої збільшується початковий прогин f_{el} , який виникає в момент прикладення навантаження (рис. 1.3, д).

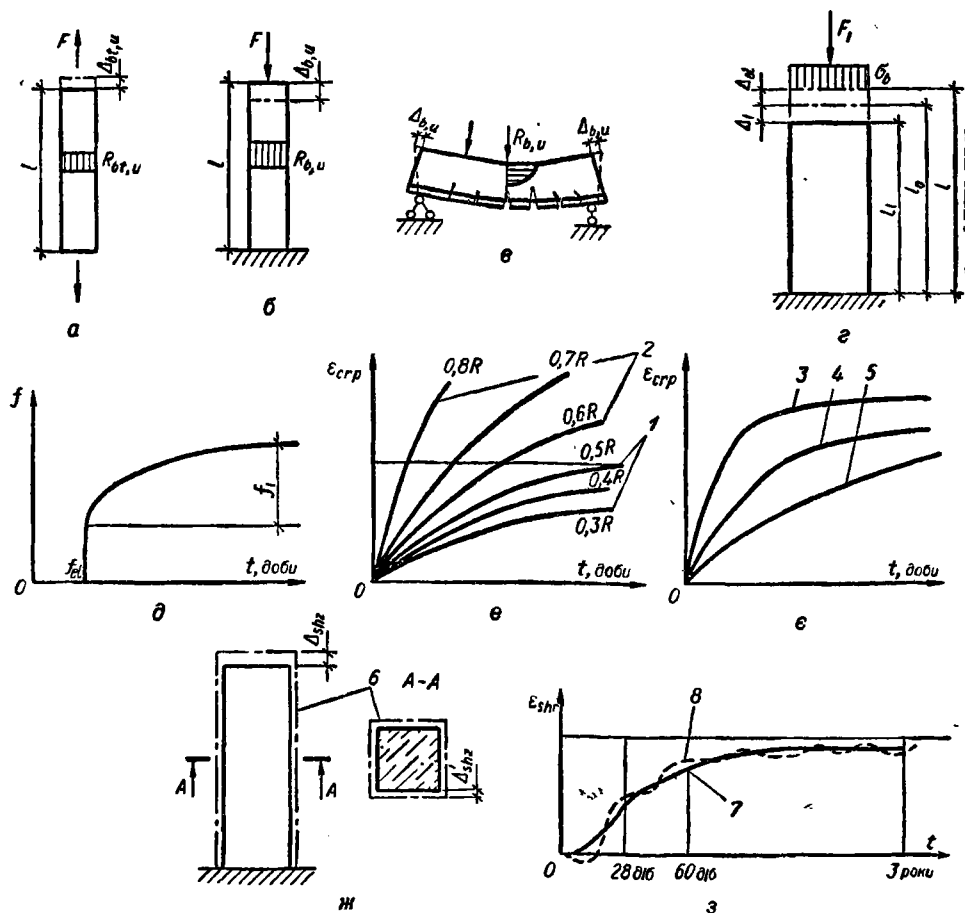


Рис. 1.3. Деформативність бетону:

a — границна при розтяганні; *б* — те саме, при стисканні; *в* — те саме, при згинанні; *г* — деформація повзучості бетону при центральному стисканні; *д* — зростання прогинів балок в результаті повзучості бетону стиснутої зони; *е* — лінійна і нелінійна повзучість; *ж* — вплив кліматичних умов на повзучість; *зс* — об'ємний характер усадки бетону; *з* — розвиток усадки в часі; *1* — зона лінійної повзучості; *2* — зона нелінійної повзучості; *3* — при сухому і жаркому кліматі; *4* — при нормальній вологості; *5* — при підвищеній вологості, $\phi > 70\%$; *6* — початковий об'єм; *7* — деформація усадки; *8* — вплив зміни температури і вологості повітря

Повзучість залежить від багатьох факторів і визначається в основному деформаціями гелевої складової цементного каменю.

Характер розвитку деформацій повзучості істотно залежить від рівня навантаження (рис. 1.3, *е*). Якщо зовнішнє навантаження не перевищує 40...50 % руйнівного, то деформації пропорційні напруженням, а повзучість називається *лінійною*. При вищих навантаженнях деформації зростають значно швидше від напружень і на них істотно впливає розвиток мікротріщин. У цьому випадку повзучість називають *нелінійною*.

Температурно-вологісний режим навколишнього середовища істотно змінює характер розвитку деформацій повзучості (рис. 1.3, е). У жаркому і сухому кліматі повзучість розвивається швидше і досягає максимуму в коротший період часу. У вологому середовищі тривалість деформування значно більша і деформації повзучості досягають максимуму пізніше. Досліди показали, що протягом трьох років реалізується приблизно 85 % повних деформацій повзучості.

Для обчислення повних деформацій бетону з урахуванням фактора часу запропоновано ряд аналітичних залежностей, наприклад:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_b}{E_b} + \sigma_b C(t) + \int_0^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t) - C(\tau) \right] d\tau, \quad (1.3)$$

де σ_b — напруження в бетоні у момент завантажування; E_b — модуль пружності бетону в момент завантажування; $E(\tau)$ — модуль пружності бетону в будь-який момент часу; C — міра повзучості бетону, $C = \varepsilon_{pl}/\sigma_b = \varphi_t/E_b$, тут $\varphi_t = \varepsilon_{pl}(t)/\varepsilon_{el}$ — характеристика повзучості.

Усадкою бетону називають скорочення його об'єму під час тверднення на повітрі (рис. 1.3, ж). Усадка залежить від складу та структури бетону і розвивається незалежно від виниклих напружень. Істотно впливають на неї водоцементне відношення, температурно-вологісний режим навколишнього середовища, тривалість розвитку деформацій та інші фактори. Усадка, як і повзучість, розвивається протягом тривалого періоду (рис. 1.3, з). Деформація усадки бетонів $\varepsilon_{chr} = 0,0003 \dots 0,0005$. У розрахунках залізобетонних конструкцій усадку бетону природного тверднення приймають за $\varepsilon_{chr} = 0,0002 \dots 0,0003$ з урахуванням стримувального впливу арматури. Усадка істотно впливає на напружений стан залізобетонних конструкцій, їх тріщиностійкість та довговічність.

Деформації усадки можна зменшувати, застосовуючи безусадкові або розширювальні цементи, підвищуючи густину бетону, зменшуючи водоцементне відношення тощо.

Під час тверднення бетону у воді відбувається його *набухання*, тобто збільшення об'єму. Деформації набухання значно менші від деформацій усадки і в розрахунках конструкцій їх до уваги не беруть.

Розроблені і впроваджуються в будівництво напружувальні цементы, які спричиняють у бетоні в процесі тверднення набухання — явище, обернене усадці. Якщо в елементі з такого бетону розмістити арматуру, то вона під час тверднення бетону видовжуватиметься, тобто відбудеться самонапружування арматури в одному, двох чи трьох напрямках залежно від розташування арматури. Обтискування бетону в самонапружуваних конструкціях може досягати 0,6...4 МПа.

1.3. Види бетонів і особливості фізико-механічних властивостей їх

Найширше застосовують важкий бетон, властивості якого розглянуто в п. 1.1 та 1.2.

Застосовують також інші види бетонів: дрібнозернистий, силікатний, великопористий, пористий, легкий, шлаколуужний, кислотостійкий, полімерцемент.

Дрібнозернистий бетон — бетон марки за густиною не менш як $D1800$ на цементній в'язучій і дрібному заповнювачі — піску. Він належить до групи важких бетонів, які тверднуть у природних умовах або при тепловій обробці і атмосферному тиску (види А та Б) чи в автоклаві (вид В) при тиску насиченої пари $0,8...1,2$ МПа. Дрібнозернистий бетон має знижене зчеплення з арматурою і підвищені усадку та повзучість. Класи міцності на стискання бетону природного тверднення $B3,5...B40$, а автоклавного — $B15...B60$. Початковий модуль пружності дрібнозернистого бетону на 20 % нижчий, ніж рівномірного важкого на крупному заповнювачі. Дрібнозернистий бетон рекомендується застосовувати для армованих та неармованих конструкцій у тих районах, де немає крупного заповнювача. Його призначено також для армоцементних та сталевібробетонних конструкцій.

Силікатний бетон — бетон щільної структури на вапнякових в'язучих і щільних або пористих заповнювачах. Цей бетон твердне в автоклавах і належить до групи важких бетонів. Його густина 1700 кг/м³. Він характеризується добрим зчепленням з арматурою і надійним захистом її від корозії. Початковий модуль пружності силікатного бетону в $1,5...2$ рази менший, ніж рівномірного важкого на цементній в'язучій. Силікатний бетон має знижені усадку і повзучість. Його використовують для збірних залізобетонних конструкцій. В екстремальних умовах (підвищені атмосферні опади, агресивні середовища, динамічні навантаження) його застосовують обмежено.

Великопористий бетон — це бетон великопористої структури без дрібних заповнювачів. Густина і теплопровідність його нижчі порівняно з бетоном на важких заповнювачах. Класи міцності на стискання не більш як $B7,5$. Рекомендується застосовувати в районах, де немає піску. Цей бетон використовують для конструкцій з блоків та монолітних стін.

Пористі бетони (газобетон, пінобетон) — це бетони з штучно створеними порами, які складаються із затверділої суміші в'язучої (цементу, вапна або мішаної в'язучої) і кремнеземистого компонента (меленого піску або золи). Тверднуть в автоклавах або під час теплової обробки і при атмосферному тиску. На відміну від важкого бетону їхня структура не така щільна, тому арматура конструкцій має бути захищена від корозії цементно-полістирольним, цементно-бітумним, бітумно-силікатним чи іншим покриттям. Гус-

тина пористих бетонів порівняно невелика (600...1200 кг/м³). Класи міцності на стискання для армованих конструкцій B3,5...B12,5. Початковий модуль пружності пористих бетонів у 2...3 рази менший, ніж у рівномірного важкого бетону. Ці бетони характеризуються значними деформаціями усадки ($\epsilon_{shr} = 0,0004...0,0006$) та повзучості, а тому без автоклавної обробки можливі тріщини. Застосовують їх для збірних залізобетонних захисних конструкцій цивільних і промислових будівель.

Легкі бетони (керамзитобетон, перлітобетон, аглопоритобетон, шлакобетон, туфобетон) — бетони щільної, великопористої та поризованої структур. Застосовувані для них в'язучі — портландцемент, шлакопортландцемент та їхні різновиди. Марки цих бетонів за густиною — D1800...D1200 залежно від виду заповнювача. Легкі бетони можуть тверднути як у природних умовах, так і при тепловій обробці. Класи міцності на стискання легких бетонів: щільних — B2,5...B40, поризованих — B2,5...B7,5, великопористих — B1...B7,5. Початковий модуль пружності в 1,3...2,1 рази менший, ніж у рівномірного важкого бетону. Легкі бетони характеризуються підвищеними усадкою та повзучістю. Застосовують їх у залізобетонних конструкціях (при щільній структурі) поряд із важкими бетонами і для захисних конструкцій (при поризованій та великопористій структурах).

Важкий шлаколушний бетон складається з крупного та дрібного заповнювачів, меленого шлаку та водного розчину лужного компонента. Його основна перевага — використання як в'язучої відходів виробництва, що поліпшує екологічну обстановку.

Гранульований шлак доменного або хімічного виробництва подрібнюють у кульових млинах до потрібної тонкості помелу. Розчин лужного компонента виготовляють, заливаючи водою силікатні та несилікатні сполуки лужних металів (відходів виробництва). Виготовлення шлаколушних бетонів подібне до виготовлення важких цементних, але строк їхнього тужавлення менший, що зумовлює необхідність швидше укладати його в форми. Шлаколушні бетони тверднуть як на повітрі, так і у воді.

При однаковій міцності з важкими цементними шлаколушні бетони мають нижчий початковий модуль пружності, підвищені усадку і повзучість. Шлаколушні бетони, розроблені колективом працівників лабораторії ґрунтосилікатів КІБІ, впроваджено у практику будівництва.

Кислотостійкий бетон — бетон густиною не менш як 2200 кг/м³. Заповнювачі — важкі, в'язучі (залежно від концентрації кислот) — пуцолановий портландцемент, шлакопортландцемент, рідке скло. Твердне як у природних умовах, так і при тепловій обробці. Клас міцності на стискання і початковий модуль пружності

приймають за даними для бетону на важких природних заповнювачах. Застосовують для конструкцій покриттів та перекриттів підприємств хімічної промисловості, кольорової металургії та підземних споруд.

Полімерцементний бетон — бетон густиною не менш як 2200 кг/м^3 . Заповнювачі — важкі, до цементної в'язучої в кількості 10...20 % її маси додають розчинні смоли, дивінілстирольний латекс, полівінілацетатну емульсію. Додатки поліпшують зчеплення з арматурою і підвищують граничну розтягуючість та міцність бетону, а також його корозійну стійкість. Введення добавок сприяє підвищенню повзучості, а при підвищеній вологості — уповільненню зростання міцності бетону. Тому такий бетон має тверднути в повітряно-сухому середовищі (без теплової обробки). У зв'язку з підвищеною повзучістю застосування цього бетону в конструкціях обмежене.

1.4. Класифікація арматури і способи армування

Основне призначення арматури в залізобетонних конструкціях — сприймати розтягуювальні напруження. Проте арматуру встановлюють і в стиснутій зоні бетону — для підвищення міцності і надійності конструкцій. У будівництві застосовують різні види арматури і різні способи армування залізобетонних конструкцій.

Види арматури. Арматуру класифікують за функціональним призначенням і за способом виготовлення.

За функціональним призначенням арматуру поділяють на робочу, конструктивну (розподільну) та монтажну. *Поздовжня і поперечна робоча арматура* призначена для сприйняття внутрішніх розтягуювальних, а іноді і стискувальних зусиль. Площу її перерізу визначають розрахунком. Робоча арматура може бути напружувана і без попереднього напружування.

Конструктивна арматура створює безперервне армування конструкції, сприймає зусилля, не враховувані розрахунком, наприклад усадочні і температурні напруження, розподіляє зосереджені або ударні навантаження на ненавантажені зони конструкції.

Монтажна арматура дає можливість створювати з робочих та конструктивних стержнів плоский або об'ємний арматурний каркас, гарантує проектне положення робочої арматури. Робоча і конструктивна арматура можуть одночасно виконувати функції й монтажної.

За способом виготовлення арматура може бути гарячекатаною, холоднотягнутою і термічно зміцненою, а за видом поверхні — гладка або періодичного профілю. Ребра, рифи або вм'ятини на поверхні арматури поліпшують зчеплення її з бетоном.

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. 1.4).

Проектуючи конструкції, крім міцності, треба знати й інші властивості сталей: деформативність, зварюваність, холодноламкість, стійкість проти втомленісного руйнування, корозійну стійкість, динамічне зміцнення. Ці властивості вивчаються в курсі «Металеві конструкції».

Найбільш індустріальним способом є армування залізобетонних конструкцій зварними каркасами та сітками. Стержні з'єднують між

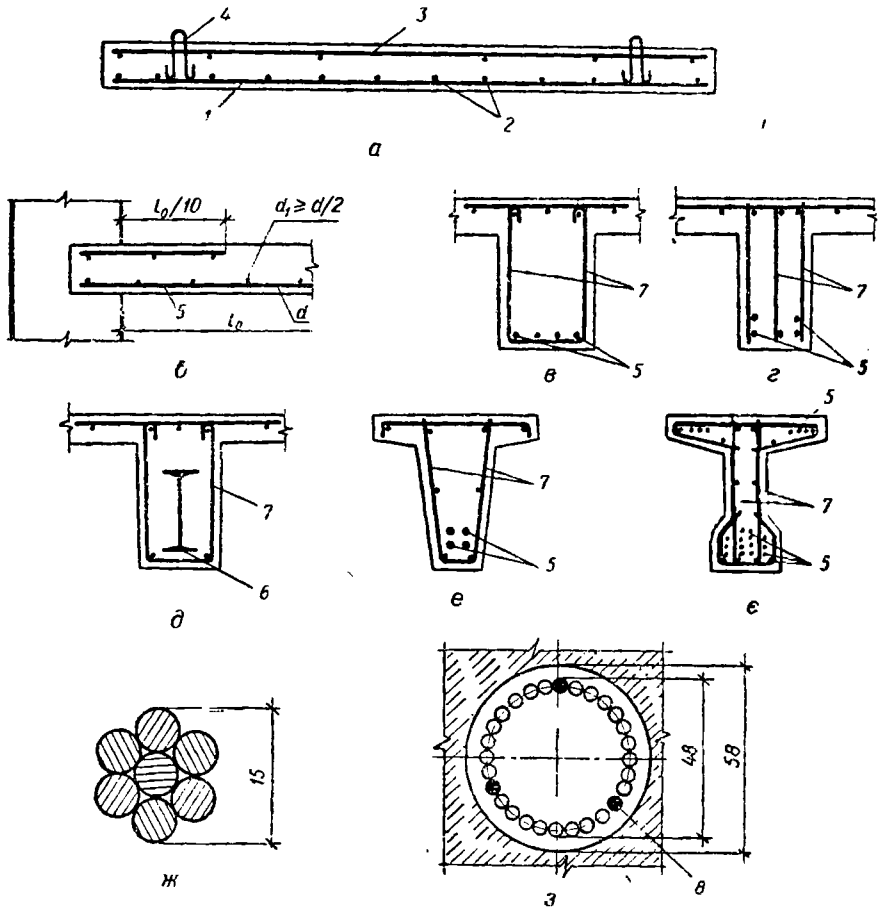


Рис. 1.4. Армування залізобетонних конструкцій:

а та б — зварними сітками; *в* — в'язаною арматурою з окремих стержнів; *г* — зварними каркасами; *д* — жорсткою арматурою; *е* — напружуваною стержневою арматурою; *ж* — те саме, дротяною; *з* — семидротяний канат $\varnothing 15K7$; *з* — переріз канту з арматурним пучком з 25 дротин $\varnothing 5$ мм; *1* — арматура робоча; *2* — те саме, розподільна; *3* — те саме, монтажна; *4* — петлі для піднімання; *5* — поздовжня робоча арматура; *6* — жорстка арматура; *7* — поперечна арматура; *8* — арматурні оцупки в анкери

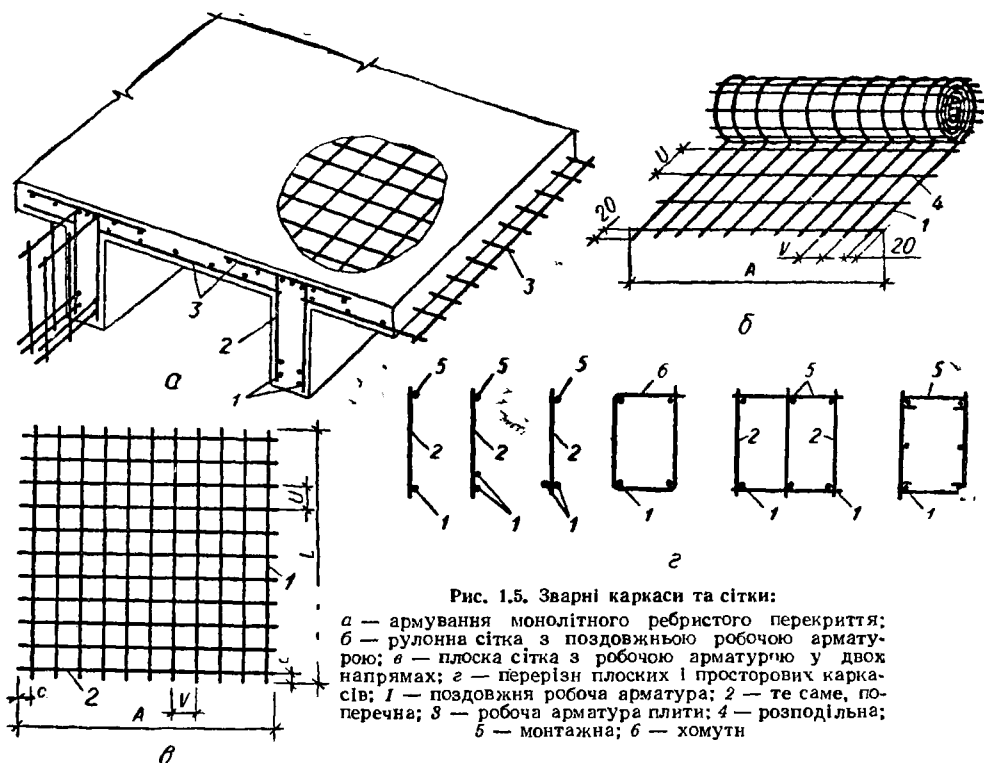


Рис. 1.5. Зварні каркаси та сітки:

a — армування монолітного ребристого перекриття;
b — рулонна сітка з поздовжньою робочою арматурою;
c — плоска сітка з робочою арматурою у двох напрямках;
d — перерізи плоских і просторових каркасів;
 1 — поздовжня робоча арматура; 2 — те саме, поперечна; 3 — робоча арматура плити; 4 — розподільна;
 б — монтажні; 6 — хомути

собою точковим зварюванням, що дає можливість застосовувати автоматичні й напівавтоматичні зварювальні агрегати. На рис. 1.5, *a* показано армування фрагмента монолітного ребристого перекриття зварними сітками та каркасами.

Зварні сітки можуть бути рулонні з поздовжньою (рис. 1.5, *b*) або поперечною робочою арматурою з дроту класу Вр-I діаметром 3...5 мм. У сітках з поперечною робочою арматурою використовують стержні класу А-III діаметром 6...9 мм. Діаметри стержнів розподільної арматури — 3...5 мм. Застосовують і плоскі сітки з робочою арматурою в одному чи двох напрямках (рис. 1.5, *c*). Залежно від діаметрів стержнів сітки поділяють на легкі зі стержнями діаметром 3...10 мм [43] та важкі зі стержнями діаметром 12...40 мм [44].

Розміри рулонних сіток: ширина $A = 1040...3630$ мм, довжина L — залежно від маси рулона (100...150 кг). Довжина плоских сіток $L = 850...11\,950$ мм, ширина $A = 650...3050$ мм.

Марка сітки $xС \frac{d_1 V}{d_2 U} AL \frac{c_1}{c_2}$ містить таку інформацію: x — тип сітки; $С$ — зварна сітка; d_1 та V — відповідно діаметр та крок поздовж-

ньої 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 $4\text{Ср} \frac{4\text{Вр-I-200}}{4\text{Вр-I-300}} 1290L \frac{c_1}{45}$ показує, що це зварна рулонна сітка (Ср) типу 4; поздовжня робоча арматура з дроту класу Вр-I діаметром $d_1 = 4$ мм, її крок $V = 200$ мм, розподільна (монтажна) арматура діаметром $d_2 = 4$ мм з дроту класу Вр-I розміщена з кроком $U = 300$ мм, ширина сітки $A = 1290$ мм, а довжина L визначається проектом; довжина вільних кінців поздовжніх стержнів c_1 визначається під час розрізування сітки; довжина $c_2 = 45$ мм. При цьому величину A обчислюють, виходячи з такої залежності: $A = U \cdot 4 + c_2 \cdot 2 = 300 \cdot 4 + 45 \cdot 2 = 1290$ мм.

Марка $5\text{Ср} \frac{4\text{Вр-I-200}}{\text{А-III-150}} 3030L \frac{c_1}{15}$ вказує, що це сітка рулонна зварна типу 5 з поперечною робочою арматурою класу А-III діаметром $d_2 = 8$ мм, крок поперечних стержнів $U = 150$ мм; поздовжня розподільна (монтажна) арматура з дроту класу Вр-I діаметром $d_1 = 4$ мм, крок стержнів $V = 200$ мм, ширина сітки $A = 3030$ мм, довжина $c_2 = 15$ мм (c_1 визначається під час розрізування).

Для плоских сіток зазначають фіксовані значення A (ширину) та L (довжину) [44].

Зварні каркаси виготовляють плоскими або об'єднують у просторі за допомогою монтажних стержнів (рис. 1.5, з). Поздовжні робочі стержні розміщують в один або два ряди, з одного або 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. 1.6, а). Цей метод армування потребує великих затрат ручної праці.

При застосуванні в'язаної арматури виключається концентрація напружень у зонах точкового зварювання, а також усувається небезпека перепалювання поперечних стержнів, що спостерігається у зварних виробках.

Застосування напружуваної арматури усуває один із головних недоліків залізобетону — утворення в процесі експлуатації тріщин у розтягнутій зоні — або зменшує надмірне розкриття їх.

Принцип попереднього напружування полягає в тому, що арматуру попередньо розтягують, конструкцію бетонують, після чого

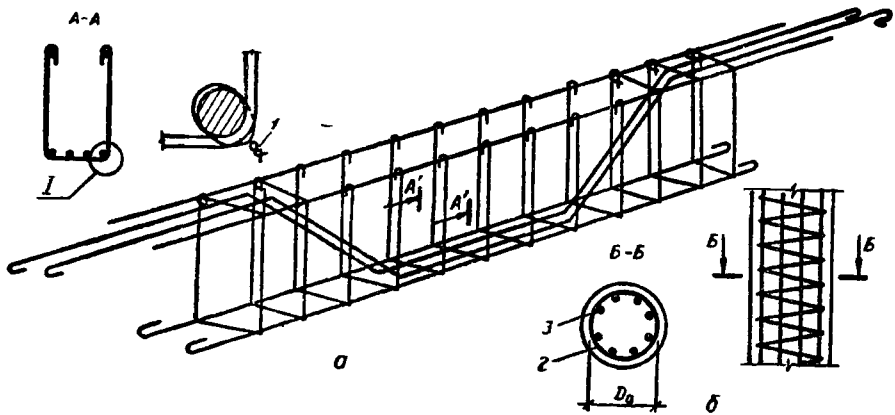


Рис. 1.6. Армування конструкцій окремими стержнями:

а — в'язаний арматурний каркас; *б* — колона із спіральною арматурою; 1 — в'язальний дріт; 2 — спіральна арматура; 3 — поздовжня арматура

арматуру обрізають. Намагаючись скоротитись, арматура обтискує бетон тієї зони, яка розтягується в процесі експлуатації. Тріщини в таких конструкціях утворюються після погашення зусиль обтискування і досягнення бетоном границі міцності на розтягання. Попередня деформація арматури під час натягування збільшує діапазон спільної роботи бетону і арматури без утворення тріщин.

Конструкції до 12 м доцільно армувати стержньовою 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 класу Вр-II або канати класів К-7 та К-19.

Внаслідок позацентрального 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 (див. рис. 1.4, е).

Для армування конструкцій застосовують також жорстку арматуру (прокатні профілі зі сталі Ст3), яку використовують як несучий каркас, що сприймає навантаження від підвісної опалубки, свіжоукладеного бетону і монтажні (рис. 1.4, д). Іноді буває доцільним зовнішнє армування конструкцій (наприклад, балок покриттів і підкранових балок для мостових кранів) листовою арматурою [52].

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

У деяких конструкціях, наприклад у залізобетонних трубах, у

стиснутих колонах при невеликих ексцентриситетах, ефективно використовують спіральне армування (рис. 1.6, б).

Бетон, армований фібрами, називають *сталефібробетоном*. Фібри можуть бути прямолінійні гладкі і з потовщенням на кінцях, а також у вигляді кілець, гачків, петель, зигзагів. Виготовляють їх з маловуглецевої та вуглецевої сталей діаметром 0,2...0,4 мм і завдовжки 25...60 мм; $L/d = 80...120$.

Армування фібрами, як правило, становить 0,6...5 % об'єму. Розмір зерен заповнювача 1...5 мм або 1/3 довжини фібр. Дискретне розташування фібр від 1,25 до 2,5 % в бетоні підвищує його тріщиностійкість на 30...80 %. Міцність сталефібробетону на осьове стиснення порівняно із звичайним важким бетоном збільшується мало, а при згинанні — у 3...4 рази. Фібри ефективно підвищують міцність бетону при ударі, його морозостійкість, водонепроникність, тобто сприяють довговічності конструкції [10].

Тонкостінні армоцементні конструкції армують зварними або тканими сітками з дроту діаметром 0,7...1,2 мм з вічками 6...12 мм.

1.5. Класифікація арматурних сталей і застосування їх

Основними характеристиками арматури є її міцність і деформативність, які залежать від складу і технології її виготовлення.

Сталі умовно можна поділити на м'які, що мають яскраво виражену площадку текучості, і тверді, які деформуються до зруйнування без значних пластичних деформацій [45,46,47].

Арматурні сталі поділяють на класи залежно від марки, хімічного складу і властивостей при однаковій міцності. Як ненапружувану застосовують стержньову арматуру класів А-I (А240), А-II (А300), Ас-II (А300), А-III (А400), А-IIIв, Ат-IIIС (Ат440С), А-IV (А600), Ат-IV (Ат590), Ат-IVС (Ат590С), Ат-IVК (Ат590К) [45, 46] і дротяну класу Вр-I*. До класу А-III, наприклад, входять дві марки сталі: 25Г2С та 35ГС. Кремнемарганцева низьколегована сталь 25Г2С містить близько 0,25 % вуглецю (перша цифра), легована марганцем (літера Г), вміст якого може досягати 2 % (друга цифра), та кремнієм (літера С — силіціум). Аналогічним є позначення марки сталі 35ГС, яка містить більше вуглецю.

Основною робочою арматурою конструкцій без попереднього напружування є арматура класів А-III, Ат-IIIС — стержньова гарячекатана періодичного профілю діаметрами 6...40 мм із сталі марок 25Г2С або 35ГС, класу Ат-IVС і дріт Вр-I. Тимчасовий опір арматури класу А-III дорівнює 590 МПа, границя міцності не нижча ніж

* В дужках указані умовні позначення класів сталі за границею текучості.

395 МПа, відносно видовження при розриві 14 %. Як робочу можна застосовувати також гарячекатану арматуру періодичного профілю класу А-II діаметром 10...40 мм з тимчасовим опором 490 МПа, границею текучості 295 МПа і видовженням при розриві до 19 %.

Гладку гарячекатану арматуру зі сталі класу А-I використовують як поперечну робочу, конструктивну та монтажну, а також для монтажних петель. Випускають її діаметром 6...40 мм. Вона має номінальну границю текучості 240 МПа і видовження при розриві до 25 %.

Холоднотягнутий низьковуглецевий періодичного профілю дріт Вр-I діаметром 3, 4 та 5 мм призначено для зварних сіток і поперечної арматури зварних каркасів. Тимчасовий опір дроту — 525...550 МПа, площадки текучості ця сталь не має.

Для армування попередньо напружених конструкцій використовують стержньову гарячекатану леговану арматуру періодичного профілю класів А-V (А800), Ат-V (Ат-785), А-VI (А1000) та Ат-VII (Ат1175) діаметром 10...25 мм. У разі дії агресивного середовища слід застосовувати стержньову арматуру класів Ат-VK (Ат7В5К), Ат-VCK (Ат785СК), Ат-VIK (Ат980К).

Літера «г» означає, що сталь цього класу піддано термічному та термомеханічному зміцненню; літера «С» вказує на можливість стикування стержньової арматури зварюванням, а літера «К» — на підвищену стійкість проти корозійного розтріскування. До класу А-VI входять сталі марок 80С та 20ХГ2Ц (літери Х — хром, Ц — цирконій). Тимчасовий опір арматури цих класів змінюється в межах 900...1200 МПа, границя текучості — 600...1000 МПа, видовження при розриві — 6...8 %. Ці сталі не мають площадки текучості. Допускається застосовувати як напружувану арматуру сталі класу А-IIIв, зміцнену витягуванням, а також класів А-IV, Ат-IV, Ат-IVС, Ат-IVК.

Стержньова арматура періодичного профілю класів А-III...А-VII має однаковий рисунок виступів. Тому, щоб їх розрізнити, раніше кінці стержнів фарбували незмиваними фарбами різних кольорів. Нині промисловість випускає маркіровану арматуру періодичного профілю. Марки наносять під час прокатування з кроком не більш як 1 м. Клас арматурної сталі визначається числом поперечних ребер (рис. 1.7, а) між двома опуклими позначками, включаючи одну з них.

Найефективніші для напружених конструкцій при довжині понад 12 м високоміцний вуглецевий холоднотягнутий термічно зміцнений гладкий дріт класу В-II і дріт періодичного профілю класу Вр-II діаметром 3...8 мм. Тимчасовий опір дроту — 1700...2400 МПа [47] залежно від діаметра, видовження при розриві 4...6 %. При цьому меншому діаметру відповідає більша питома міцність, оскільки під час протягування найбільше зміцнюється поверхневий шар дроту.

З дроту В-II виготовляють семидротяні канати класу К-7 діаметром 4,5...15 мм (рис. 1.4, ж), видовження яких при розриві

$A - \bar{II}$
 $A - \bar{III}, A_T - \bar{III}$
 $A - \bar{IV}, A_T - \bar{IV}$
 $A - \bar{V}, A_T - \bar{V}$
 $A - \bar{VI}, A_T - \bar{VI}$

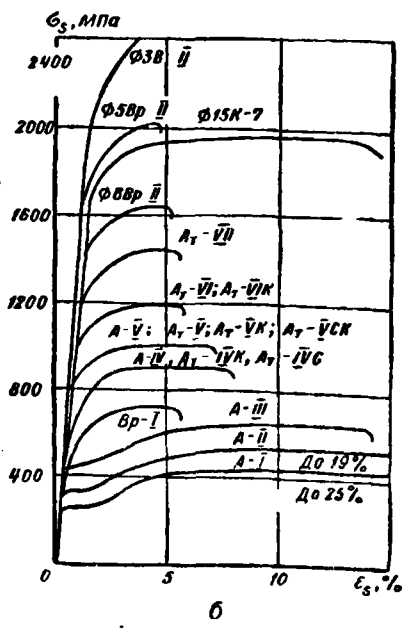
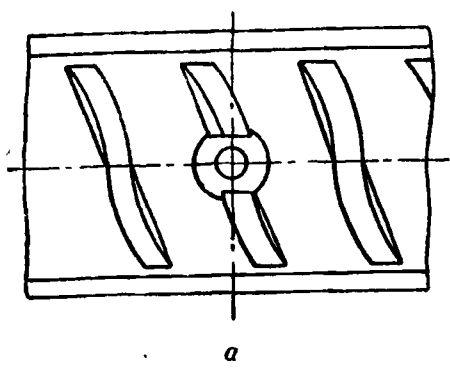
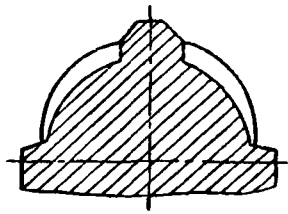
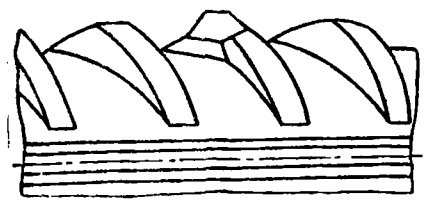
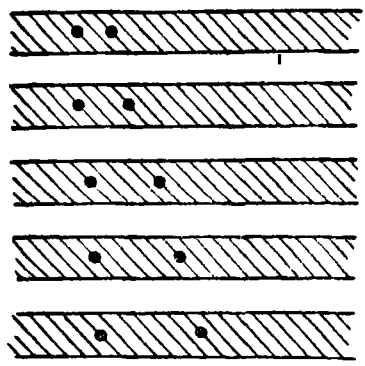


Рис. 1.7. Арматурні сталі:
 а — нове маркування стержньової арматури;
 б — міцність і деформативність арматури різних класів

досягає 15 %, і канати класу К-19. Для великопрольотних конструкцій використовують багатониткові канати або пучки з високоміцного дроту. Графіки залежності $\sigma_s = f(\epsilon_s)$ для різних арматурних сталей показано на рис. 1.7, б. Як видно з кривих, підвищення міцності арматурних сталей супроводиться зниженням величини видовження під час розриву.

Для армування конструкцій також можна застосовувати склопластикову арматуру. Вона має тимчасовий опір до 1800 МПа, але низький модуль пружності (45000 МПа), що зумовлює необхідність попереднього напружування цього виду арматури.

1.6. Спільна робота сталі арматури з бетоном

Однією з умов надійності залізобетону, як зазначалося в п. 1, є спільна робота арматури з бетоном. Вона зумовлена рівністю деформацій арматури та бетону $\epsilon_s = \epsilon_b$ 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, потрібно прикласти певну силу F (рис. 1.8, а). Довжина анкерування арматурних стержнів l_{an} (довжина закріплення їх у бетоні), яка забезпечує досягнення розрахункових напружень в арматурі

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) d, \quad (1.4)$$

але не менш як $l_{an} = \lambda_{an} d$.

Для стержневої арматури періодичного профілю $\omega_{an} = 0,7$ та $0,5$; $\Delta \lambda_{an} = 11$ та 8 ; $\lambda_{an} = 20$ та 12 ; l_{an} не менш як 250 та 200 мм (перші значення для розтягнутої арматури в розтягнутому бетоні, другі — для стиснутої або розтягнутої арматури в стиснутому бетоні).

Від стискування стержня необхідна довжина анкерування зменшується, оскільки діаметр арматури збільшується в результаті поперечного розширення сталі (рис. 1.8, б).

В разі висмикування стержня з бетону спочатку максимальні напруження зчеплення будуть поблизу зовнішньої грані (епюра 1 на рис. 1.8, 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. Необхідне середнє значення зчеплення, яке гарантує анкерування стержня, визначають з рівняння

$$A_s R_s = \tau_g \omega l_{an} u,$$

звідки

$$\tau_g = \frac{A_s R_s}{\omega l_{an} u}, \quad (1.5)$$

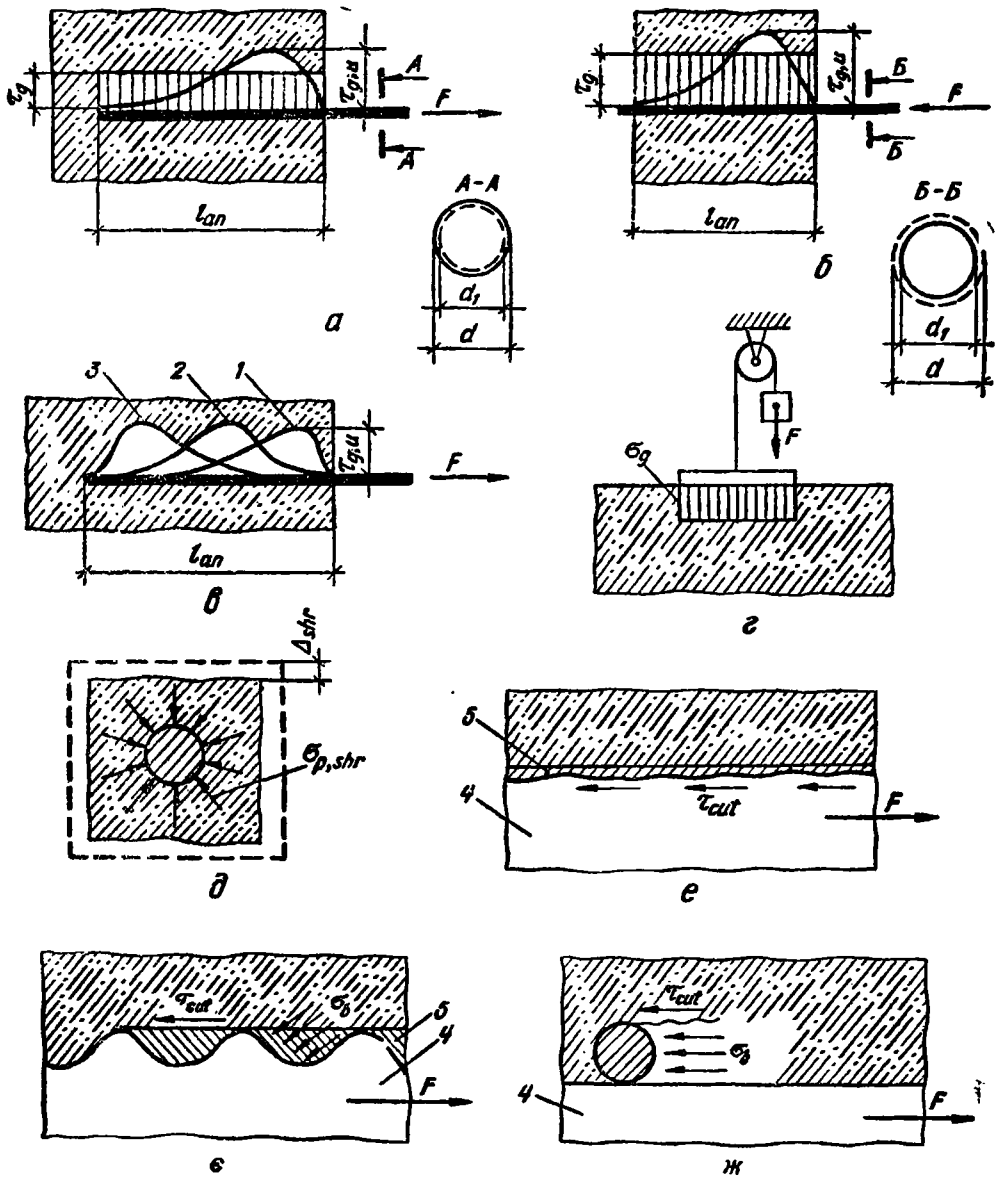


Рис. 1.8. Зчеплення арматури з бетоном:

a — при висмикуванні стержня; *б* — те саме, при продавленні; *в* — послідовність зміни епюри напружень у бетоні під час висмикування стержня (1...3); *г* — зчеплення арматури, зумовлене склеюванням сталі з бетоном; *д* — те саме, обтискуванням арматурного стержня бетоном, спричиненним усадкою; *е* — те саме, механічним зчепленням при гладкій арматурі; *ж* — те саме, періодичного профілю; *жс* — те саме, у зварних сітках та каркасах; *4* — арматурний стержень; *б* — зрізаний бетон

де ω — коефіцієнт повноти епюри зчеплення; u — периметр стержня.

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

Гель цементного каменю має клеючу здатність і, тверднучи, склеює метал з бетоном. Щоб відірвати металеву пластину від поверхні затужавілого бетону, необхідно прикласти силу F (рис. 1.8, 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 тверднення бетону розвиваються деформації усадки, бетон зменшується в об'ємі та обтискує арматуру (рис. 1.8, 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. 1.8, е).

Для поліпшення зчеплення арматури з бетоном на її поверхні створюється періодичний профіль (рис. 1.8, є).

Найгладшу поверхню має холоднотягнутий високоміцний дріт В-II, внаслідок чого у нього мале механічне зчеплення.

Щоб поліпшити зчеплення з бетоном, холоднотягнутий дріт випускають періодичного профілю, який утворюється в результаті сплющування циліндричної поверхні з заданим кроком ум'ятин (класи Вр-I, Вр-II). Дріт Вр-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 приварено (рис. 1.8, ж).

1.7. Анкерування і стикування арматури

Анкерування арматури запобігає її проковзуванню в бетоні під час навантажування конструкції і гарантує спільну роботу бетону та сталі. Особливо важливе воно біля крайніх опор і у вузлах стержневих конструкцій, де з бетону можуть бути висмикнуті стержні розтягнутої робочої арматури A_s (рис. 1.9, а). Анкерування забезпечується за рахунок зчеплення бетону з арматурою. Довжину зони анкерування, тобто відстань від початку стержня до перерізу, в якому

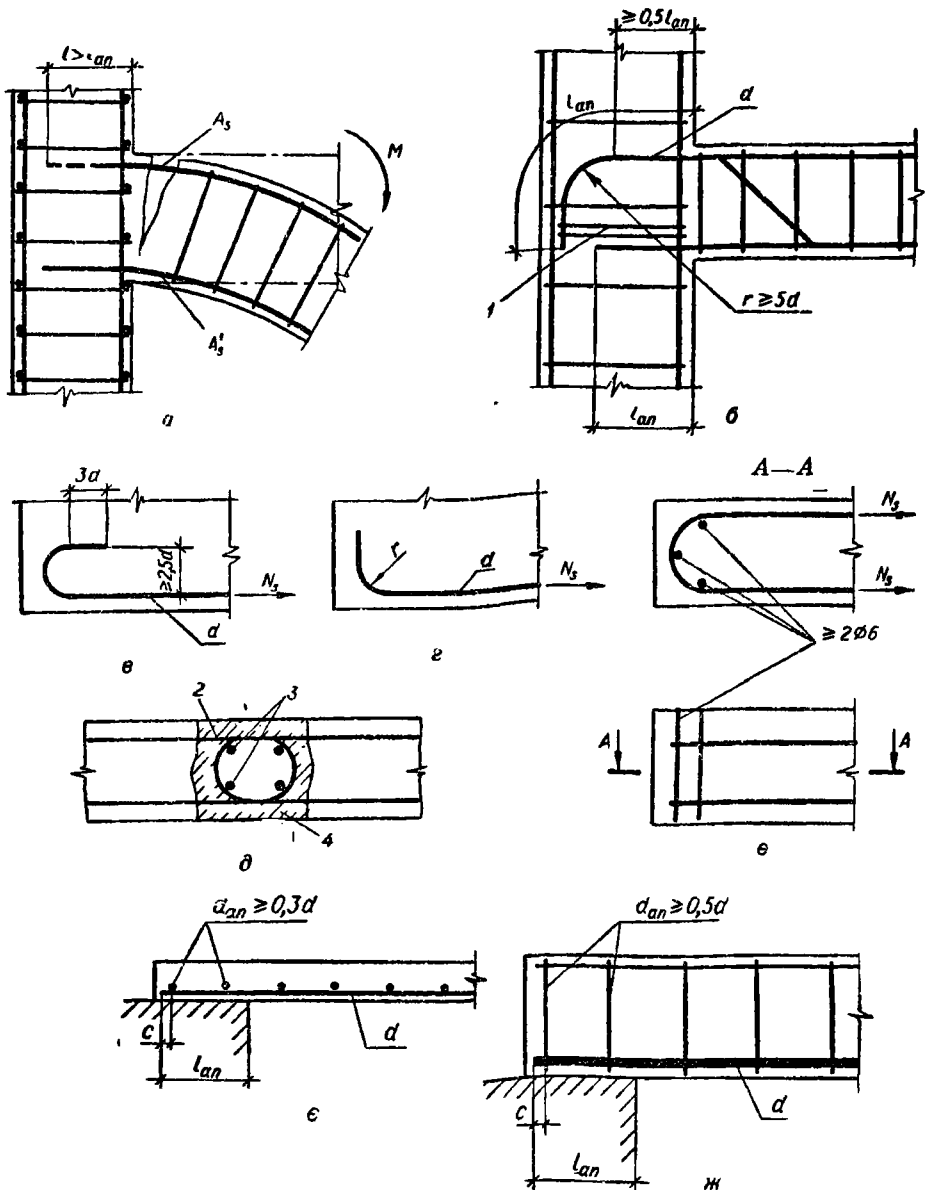


Рис. 1.9. Анкерування розтягнутої арматури без попереднього напруження:

а — висмикування арматури біля крайньої опори при недостатній довжині анкерування; б — забезпечення анкерування відгиною стержня; в — гаками на кінцях гладких стержнів; г — лапками на кінцях стержнів періодичного профілю; д — поперечне армування у збірно-моделітних конструкціях; е — те саме, у збірних конструкціях; ж — зварних сіток на крайніх вільних опорах; зс — зварних каркасів; 1 — додаткові хомути, що перешкоджають розгинанню стержня; 2 — анкерований стержень; 3 — поперечна арматура не менш як $2\phi 6$; 4 — бетон замоноличування

його враховують з повним розрахунковим опором, визначають за формулою (1.5).

Якщо на прямій ділянці конструктивно не можна забезпечити довжини зони анкерування l_{an} , то стержень відгинають на 90° по дузі кола радіусом не менш як $5d$. Довжина прямої ділянки має бути не менш як $0,5l_{an}$, а на відігнутій ділянці встановлюють додаткову поперечну арматуру, яка перешкоджає розгинаючому стержню (рис. 1.9, б).

Для анкерування гладкої арматури (клас А-І) на кінцях розтягнутих стержнів загинають гаки (рис. 1.9, в), на кінцях арматури періодичного профілю, якщо довжина зони анкерування недостатня, відгинають «лапки» під кутом 90° (рис. 1.9, г), оскільки, згинаючи гак, можна зламати стержень.

Стики арматури петльовими анкерами застосовують у збірно-монолітних конструкціях (рис. 1.9, д).

Надійне анкерування розтягнутої арматури гарантують петльові анкери. 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 місцеве стискання (рис. 1.9, е).

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, а їхній діаметр $d_{an} \geq 0,3d$ (рис. 1.9, є).

У зварних каркасах анкерування гладкої поздовжньої розтягнутої арматури забезпечується постановкою не менш як двох поперечних стержнів діаметром $d_{an} \geq 0,5d$ (рис. 1.9, ж). Арматуру періодичного профілю заводять за грань вільної опори елемента на $5d$ у плитах і на $10d$ у балках.

Дротяну арматуру в пучках анкерують конусними пробками (рис. 1.10, а).

Можна застосовувати спеціальні анкери у вигляді пластинок квадратної форми, арматурних оцупків, приварюваних на торцях стержнів. Використовують також гайки, накручені на кінець стержня (рис. 1.10, в), циліндричні гільзи, обтискувані до початку в них пластичних деформацій (рис. 1.10, д та е). Як анкери застосовують висаджені голівки на арматурних стержнях, які формують при розігріванні ділянки стержня струмом.

Під час експлуатації конструкцій в напружуваній арматурі виникають значні розтягувальні напруження, а в момент відпуску арматури та обтискування бетону міцність його часто нижча від проектної. Тому анкерування напружуваної арматури значно підвищує міцність, надійність і довговічність конструкцій.

Якщо конструктивно забезпечено довжину зони передавання напружень l_p напружуваної стержнєвої і дротяної арматури періодич-

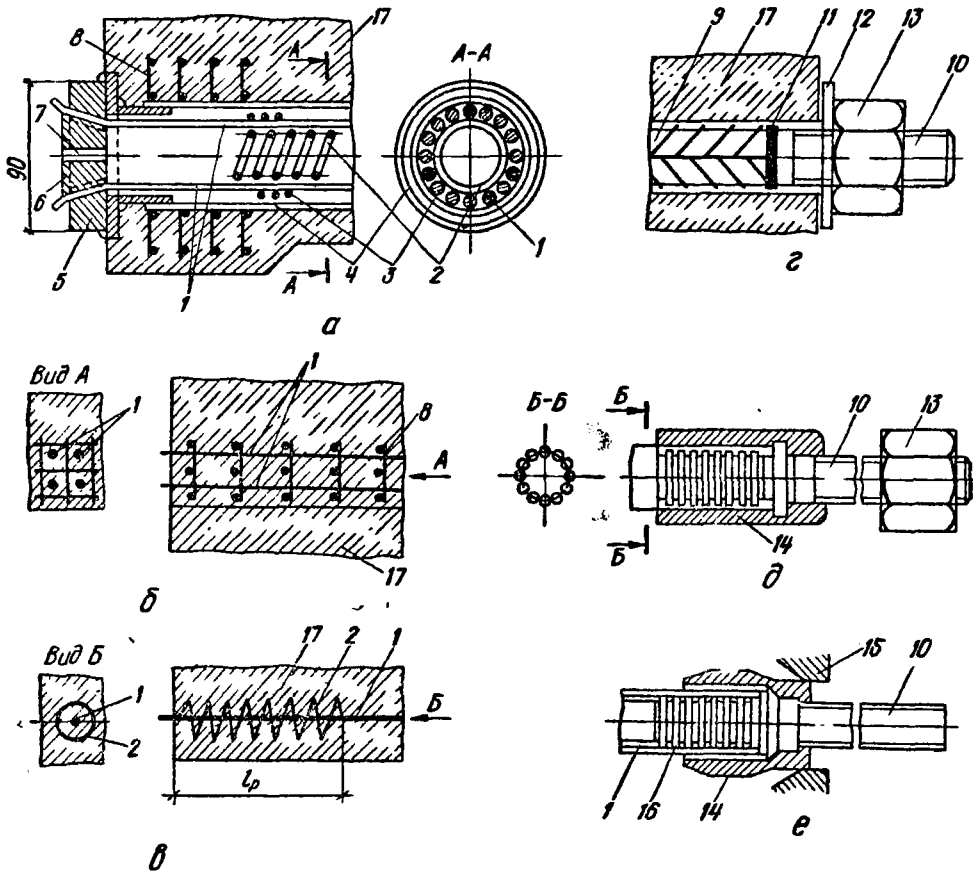


Рис. 1.10. Анкерування напруженої арматури:

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* — сітні непрямого армування; *9* — напружений стержень; *10* — оцупок з різью; *11* — зварювання; *12* — шайба; *13* — гайка; *14* — обтискувана гільза; *15* — обтискне кільце; *16* — виточки на оцупку; *17* — бетон

ного профілю, а також арматурних каналів класів К-7, К-19, то влаштовувати спеціальні анкери в бетоні не треба, бо анкерування забезпечується зчепленням арматури з бетоном.

Довжину зони передавання напружень визначають за формулою

$$l_p = (\omega_p \sigma_{tp} / R_{bp} + \lambda_p) d, \quad (1.6)$$

де σ_{tp} приймають рівною більшій з величин R_s та σ_{tp} з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$; коефіцієнти ω_p та λ_p приймають за даними табл. 28 [13]; для стержневої арматури $\omega_p = 0,25$ і $\lambda_p = 10$; для дротяної та канатів $\omega_p = 1 \dots 1,4$ і $\lambda_p = 25 \dots 60$ (залежно від діаметра).

Якщо довжина l_p не забезпечується або в зоні передачі напружень з арматури на бетон утворюються тріщини, потрібні анкерні пристрої. Так, для арматури класів А-IV та А-V можна застосовувати висаджені головки або на кінцях стержнів приварювати арматурні оцупки. Стержні з термічно зміцненої сталі класів Ат-IV, Ат-V та Ат-VI анкерують обтискними шайбами.

При натягуванні арматури на бетон на кінцях стержнів із сталі класів Ат-IVС та Ат-VСК приварюють устик оцупки з різью і анкерування виконується шайбами та гайками.

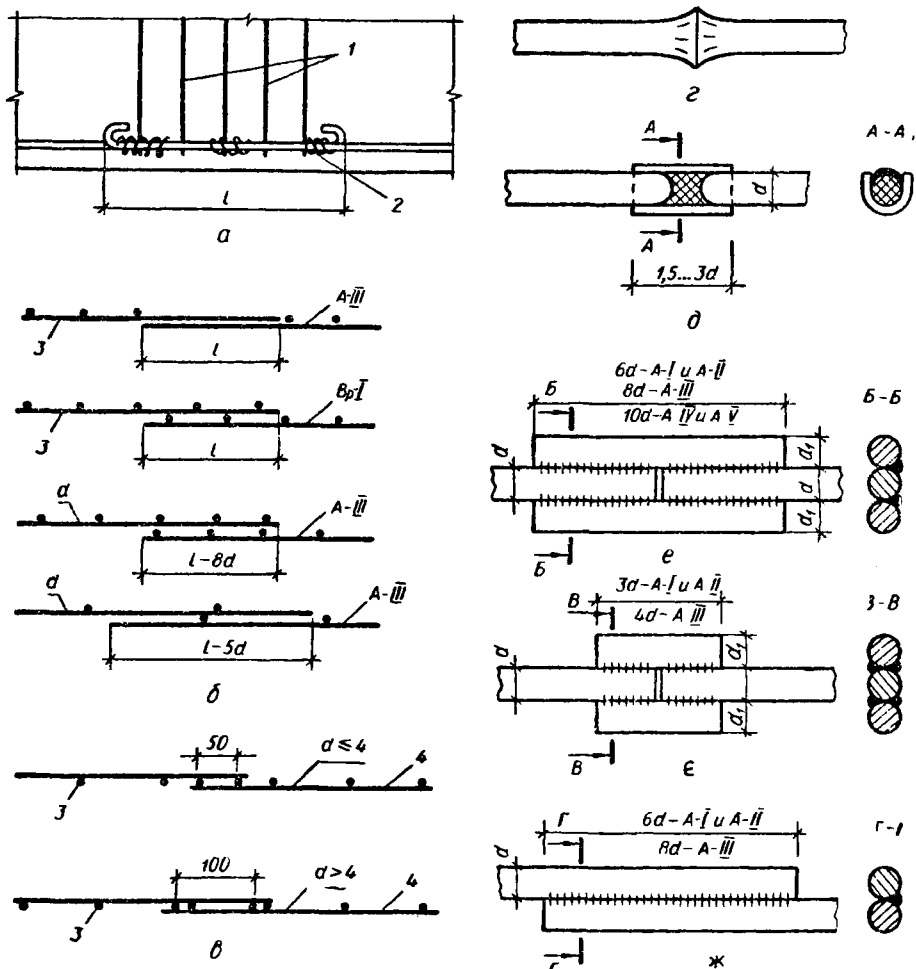


Рис. 1.11. Стикування стержнів та сіток унапусток і стержнів зварюванням:

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

У попередньо напружених конструкціях при поздовжньому обтисканні бетону виникають поперечні розтягувальні напруження, які можуть спричинити поздовжні тріщини, що значно погіршують анкерування напружуваної арматури. Тому на кінцевих ділянках у зоні передачі напружень застосовують непряме армування у вигляді зварних сіток, спіралей (рис. 1.10, б та в), вигнутих стержнів або дисперсного армування.

Арматурні стержні і зварні рулонні сітки стикують електрозварюванням або внапусток стержнів та сіток. Стержні стикують унапусток, перепускаючи їх на величину $l \geq l_{an}$, яку визначають за формулою (1.5) при ω_{an} , що дорівнює 0,9 та 0,65 для стержнів періодичного профілю, і ω_{an} , що дорівнює 1,55 та 1 для гладких; λ_{an} відповідно дорівнює 20 та 15. На кінцях гарячекатаних гладких стержнів класу А-I загинають гаки, на довжині стику ставлять додаткову поперечну арматуру, площа якої має становити не менш як 50 % площі арматури, що стикається (рис. 1.11, а). Кількість стикованої в перерізі арматури має не перевищувати 50 % усієї арматури при стержнях періодичного профілю і 25 % при гладких стержнях класу А-I. У центрально розтягнутих стержньових елементах стикувати робочу арматуру внапусток не допускається.

Довжину напуску сіток l у напрямі робочої арматури визначають розрахунком (рис. 1.11, б). Якщо робоча арматура сіток періодичного профілю класу А-III, то поперечних стержнів у зоні стику не ставлять. Довжина напуску сіток у напрямі розподільної арматури 50 або 100 мм залежно від діаметра розподільної арматури (рис. 1.11, в).

Контактним зварюванням стикують стержні, заготовляючи каркаси з арматури класів А-I, А-II та А-III діаметром 10...40 мм або заготовляючи напружувану арматуру класів А-IV, А-V, Ат-IVC та Ат-VCK діаметром 10...12 мм (рис. 1.11, в). Стержні діаметром 20...40 мм під час монтажу збірних залізобетонних конструкцій з'єднують ванним зварюванням (рис. 1.11, д). Практикують також стиккування 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. 1.11, е...ж).

Нині застосовують спосіб стиккування стиснутих стержнів періодичного профілю з'єднуванням сталлюю перфорованою трубкою, заповненою розчином.

1.8. Вплив усадки бетону на деформації і напруження в залізобетонних конструкціях

Бетони крім напружувальних деформацій під час тверднення (п. 1.2) зазнають усадки в усіх трьох вимірах. Якщо розміри бетонного елемента невеликі, то деформації усадки розвиваються

рівномірно і вільно, а усадка бетону не спричиняє внутрішніх напружень, що називаються *власними*. Тим часом у великих бетонних масивах, наприклад на гідротехнічному будівництві, усадочні деформації найінтенсивніше розвиваються в поверхневих зонах. Ядро бетонного масиву чинить опір вкороченню зовнішніх шарів, затримує розвиток їх і зменшує деформації усадки. Це призводить до виникнення розтягувальних напружень у поверхневих зонах бетону, а з умови рівноваги випливає, що внутрішні шари бетону при цьому стискаються (рис. 1.12, а).

Під дією усадочних напружень на поверхні елементів можуть утворюватись тріщини. Щоб зменшити ширину їхнього розкриття, ставлять протиусадочну арматуру.

Розглянемо процес розвитку усадочних деформацій у статично невизначеній рамі з низьким процентом армування, впливом якого можна нехтувати (рис. 1.12, б). В результаті деформацій усадки ригель рами намагається скоротитись, але стояк рами перешкоджає

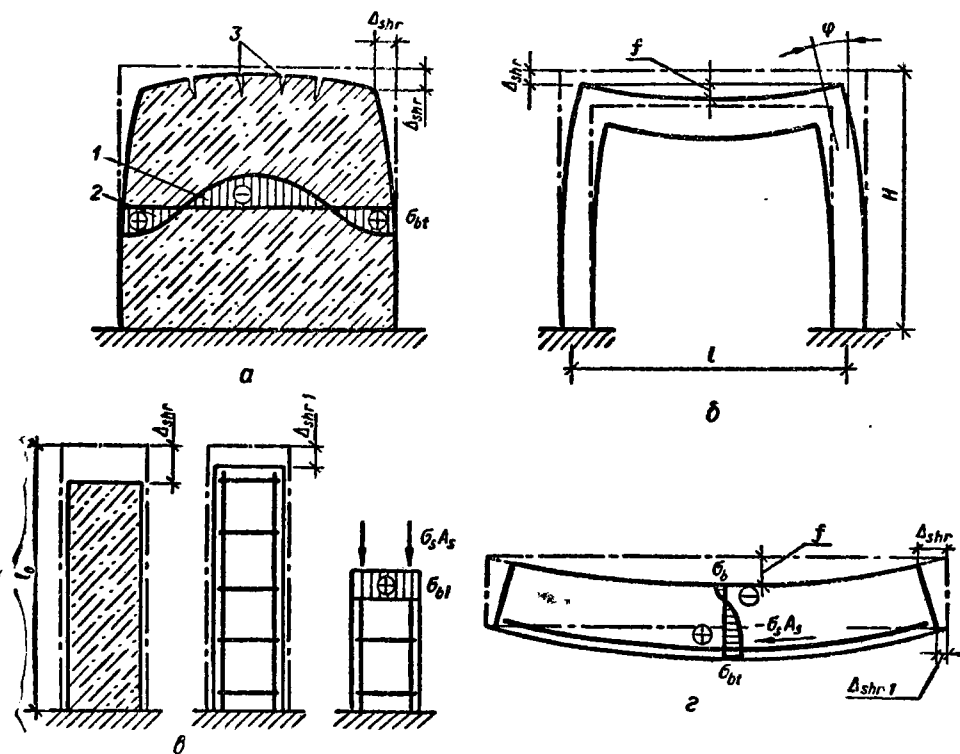


Рис. 1.12. Деформація і напружений стан у конструкціях, спричинювані усадкою бетону:
 а — в масиві; б — в залізобетонній рамі; в — в бетонній і залізобетонній колоні при симетричному армуванні; 1 — при несиметричному армуванні елемента; 1 — стиснута зона бетону; 2 — розтягнута зона; 3 — усадочні тріщини в бетоні

цій деформації. Вкорочення ригеля буде меншим, ніж при вільній усадці, а в його перерізах виникнуть власні розтягувальні напруження. Зусилля в ригелі спричинить зближення стояків, згинання їх і виникнення як стискувальних, так і розтягувальних напружень у бетоні стояків.

Отже, якщо деформації усадки бетону розвиваються вільно, вони максимальні для даного періоду часу, а власні напруження не виникають. Коли ж деформації усадки бетону розвиваються в умовах стискування під впливом якихось зв'язків, то деформації усадки зменшуються порівняно з вільною усадкою, але в бетоні виникають власні напруження, в даному разі усадочні.

У залізобетонних конструкціях арматура є внутрішньою в'яззю, що затримує розвиток деформацій усадки бетону і знижує їх в 1,5... 2 рази. Проте бетон з арматурою працюють спільно, тобто $\epsilon_s = \epsilon_b$, а тому і в арматурі, і в бетоні виникають власні напруження, спричинені усадкою бетону.

Розглянемо вплив усадки бетону на деформації бетонної і залізобетонної колон з симетричним армуванням (рис. 1.11, в). Деформації в бетонній колоні розвиваються вільно і досягають величини Δ_{shr} . У залізобетонній колоні деформації усадки бетону розвиваються в умовах стискування, спричинених стримувальним впливом арматури, і досягають лише величини $\Delta_{shr,1} < \Delta_{shr}$. Деформації арматури дорівнюють деформаціям бетону, тобто $\Delta_s = \Delta_{shr,1}$. Арматура працює у межах пружності, тому за деформаціями вкорочення можна визначити стискувальні напруження в арматурі, спричинені усадкою бетону. Проте в перерізі колони мають виконуватись умови рівноваги, отже, якщо арматура стиснута, то бетон колони розтягнутий.

Визначимо розтягувальні напруження в бетоні колони, спричинені усадкою. Відносні деформації вкорочення бетону та арматури

$$\epsilon_s = \epsilon_b = \Delta_{shr,1}/l.$$

Відносні деформації бетону, що спричинюють його розтяг, дорівнюють різниці деформацій бетонного і залізобетонного елементів:

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{shr} - \epsilon_{shr,1}. \quad (1.7)$$

Середні розтягувальні напруження в бетоні від усадки

$$\sigma_{bt} = \epsilon_{bt} E'_{bt} = \epsilon_{bt} \nu_{bt} E_{bt}. \quad (1.8)$$

Стискувальні напруження в арматурі

$$\sigma_{s,shr} = \epsilon_{shr,1} E_s. \quad (1.9)$$

З умови рівноваги власних зусиль матимемо

$$\sigma_{s,shr} A_s = \sigma_{bt} A_{bc},$$

звідки

$$\sigma_{s,shr} = \sigma_{bt} A_{bc} / A_s = \sigma_{bt} / \mu. \quad (1.10)$$

Отже, стискувальні напруження в арматурі від усадки бетону обернено пропорціональні коефіцієнту армування.

З рівняння (1.8)

$$\epsilon_{bt} = \sigma_{bt} / (\nu_{bt} E_{bt}).$$

З рівнянь (1.9) та (1.10)

$$\epsilon_{shr,1} = \sigma_{s,shr} / E_s = \sigma_{bt} / E_s \mu.$$

Підставимо ці значення в рівняння (1.7):

$$\sigma_{bt} / (\nu_{bt} E_{bt}) = \epsilon_{shr} - \sigma_{bt} / E_s \mu,$$

або

$$\sigma_{bt} \left(\frac{1}{\nu_{bt} E_{bt}} + \frac{1}{E_s \mu} \right) = \epsilon_{shr},$$

звідки розтягувальні усадочні напруження в бетоні

$$\sigma_{bt} = \frac{\epsilon_{shr}}{\left(\frac{1}{\nu_{bt} E_{bt}} + \frac{1}{E_s \mu} \right)} = \frac{\epsilon_{shr} E_s}{\frac{\alpha}{\nu_{bt}} + \frac{1}{\mu}}. \quad (1.11)$$

Якщо прирівняти $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$, то з формули (1.11) можна визначити коефіцієнт армування μ , при якому в елементі при заданому значенні ϵ_{shr} виникатимуть усадочні тріщини.

Із збільшенням навантаження на колону розтягувальні напруження в бетоні від усадки зменшуються до нуля, а потім переходять у стискувальні напруження. В арматурі колони стискувальні напруження від усадки бетону додаватимуться до напружень від навантаження, що сприятиме кращому використанню міцності стиснутої арматури.

При несиметричному армуванні конструкцій в перерізах усадочні деформації різні, елемент викривляється в бік менших деформацій і можуть виникнути двозначні епюри власних напружень (рис. 1.12, з). У неармованій зоні деформації усадки розвиваються у вільних умовах і досягають ϵ_{shr} , а в армованій — в умовах стискування і дорівнюють $\epsilon_{shr,1}$.

В арматурі виникають власні стискувальні напруження, оскільки вона вкорочується, а в бетоні армованої зони — розтягувальні. Відмінність деформацій крайніх волокон бетону спричиняє поворот перерізів і викривлення залізобетонного елемента, що веде до появи стискувальних напружень у неармованій зоні.

У попередньо напружених елементах напружена арматура не перешкоджає вкороченню бетону, усадочні деформації якого досягають величини ϵ_{shr} . Вкорочення бетону від усадки супроводиться вкороченням напруженої арматури, що спричиняє в ній зниження розтягувальних напружень, тобто часткову втрату попереднього напруження. Якщо в напруженому елементі є й ненапружена арматура, то вона знижує усадку бетону і втрати попереднього напруження.

1.9. Вплив повзучості бетону на деформації і напруження в залізобетонних конструкціях

Від розвитку деформацій повзучості бетону у вільних умовах, так само як і від зростання деформацій усадки, напруження не змінюються. У залізобетонному елементі арматура затримує зростання деформацій повзучості і вони розвиваються в умовах стискання, спричиняючи перерозподіл напружень між арматурою та бетоном.

Якщо навантажити залізобетонну колону постійним тривалим навантаженням F_i , то в момент прикладання навантаження колона вкоротиться на величину Δ_{el} (рис. 1.13, а). Напруження в бетоні будуть σ_b , а в арматурі σ_s . Через певний проміжок часу t колона під впливом повзучості бетону вкоротиться на величину Δ_l . На таку саму величину вкоротиться і арматура, яка працює спільно з бетоном. Арматура працює в пружній стадії, а тому напруження в ній зростають і досягають величини σ_{sl} (рис. 1.13, б). Проте оскільки зовнішнє тривале навантаження залишилося сталим, для збереження умов рівноваги в перерізі напруження в бетоні мають зменшитися до величини $\sigma_{b,l}$. Це, як і у випадку розвитку усадочних деформацій, приведе

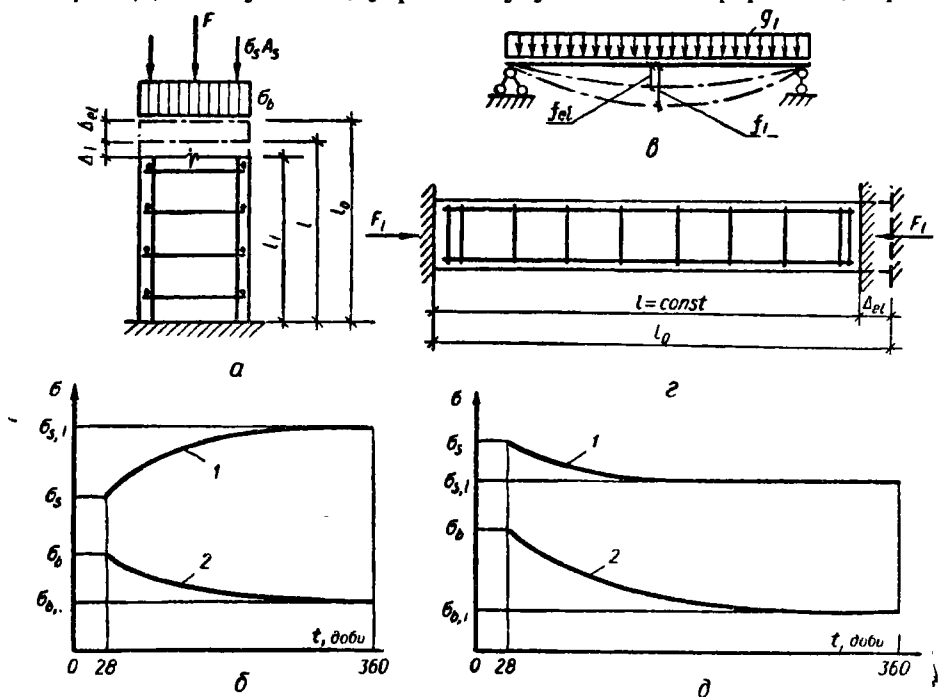


Рис. 1.13. Деформації і напружений стан у конструкціях, спричинювані повзучістю бетону а — в залізобетонній колоні; б — графік перерозподілу напружень між бетоном та арматурою колоні; в — в елементі, що працює на згинання; г — релаксація напружень у бетоні та арматурі; д — графік релаксації напружень; 1 — напруження в арматурі; 2 — напруження в бетоні

до довантажування арматури в часі і до кращого використання міцності арматурної сталі.

Визначимо напруження в арматурі в будь-який момент часу з умови спільної роботи арматури і бетону $\epsilon_{b,t} = \epsilon_{s,t}$:

$$\epsilon_{b,t} = \sigma_{b,t} / (\nu_l E_b) \quad \text{та} \quad \epsilon_{s,t} = \sigma_{s,t} / E_s,$$

звідки

$$\sigma_{s,t} = \sigma_{b,t} E_s / (\nu_l E_b) = \sigma_{b,t} \alpha / \nu_l. \quad (1.12)$$

З умови рівноваги перерізу матимемо

$$F_l = \sigma_{b,t} A_{bc} + \sigma_{s,t} A_s = \sigma_{b,t} A_{bc} + \sigma_{b,t} \alpha A_s / \nu_l = \sigma_{b,t} A_{bc} (1 + \alpha \mu / \nu_l). \quad (1.13)$$

Напруження в бетоні в цей самий момент часу

$$\sigma_{b,t} = F_l / A_{bc} (1 + \alpha \mu / \nu_l). \quad (1.14)$$

Оскільки коефіцієнт пружності $\nu_l = \frac{\epsilon_{el}}{\epsilon_{el} + \epsilon_{crp}}$ з часом зменшується в міру зростання деформацій повзучості ϵ_{crp} , то $\sigma_{b,t}$ також знижуватиметься в часі.

В елементах, що вигинаються, під впливом повзучості бетону стиснуті волокна скорочуватимуться в часі, а розтягнуті видовжуватимуться. Це призводить до збільшення прогину f_t до значення, що перевищує початковий прогин f_{el} у 2...5 разів (рис. 1.13, в).

У попередньо напружених конструкціях під впливом повзучості бетону напружувана арматура вкорочується. В результаті, як і у випадку розвитку деформацій усадки, частина попереднього напруження втрачається.

Окремі елементи конструкцій можуть працювати в умовах зв'язаних деформацій, коли довжина елемента після прикладення навантаження залишається сталою (рис. 1.13, г). Навантаження спричиняє в бетоні напруження і супутні їм деформації повзучості $\sigma_{b,t} = \epsilon_{b,t} \nu_l E_b$ (рис. 1.13, г). Проте елемент за умовами його роботи не вкорочується.

Оскільки $\epsilon_{b,t} = \text{const}$, а коефіцієнт пружності ν_l зменшується в часі, то напруження в бетоні знижуватиметься. Процес падіння напружень у бетоні при тривалій дії сталою навантаження і незмінній довжині елемента називається *релаксацією*. При центральному стисканні релаксація характеризується коефіцієнтом затухання

$$H_{b,t} = \sigma_{b,t} / \sigma_b = e^{-\varphi t}, \quad (1.16)$$

де φ_t — характеристика повзучості.

Зменшення напружень, або релаксація, при сталій початковій деформації відбувається також у напружуваній арматурі в результаті розвитку в ній пластичних деформацій, які залежать від класу арматури.

1.10. 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 сталеної арматури, що може призвести до руйнування конструкцій.

Шкідливими, реагентами для бетону є вода (чиста або така, що містить розчини солей та 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 експлуатуються в агресивному середовищі різного ступеня і надалі ця цифра збільшуватиметься.

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

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

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

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

Морозостійкість бетону визначається кількістю циклів заморожування і відтаювання у водонасиченому стані без помітного зниження його міцності і порушення структури.

Причиною корозії бетону є також *вилуговування*, спричинене видаленням водою вапна, що виділяється під час реакцій гідролізу. Проте цей вид корозії небезпечний лише за умови безперервної фільтрації води крізь стінки гребель, резервуарів, труб (в разі пористої структури бетону). Дія лужних розчинів може спричинити тимчасове зміцнення бетону, але потім він порівняно швидко руйнується.

Найнебезпечніша *корозія бетону під дією кислот або вологих кислих газів*, що найчастіше буває під час експлуатації промислових будівель. Кислоти вступають в реакцію із складовими цементного каменю і утворюють розчинні кальцієві солі. Хлорид або сульфат кальцію утворюють пухкі і нестійкі включення, що легко вилугуються водою.

Корозія бетону звичайно розвивається під впливом кількох факторів, що діють одночасно.

Щоб запобігти корозії бетону або уповільнити її, слід застосовувати бетони на цементах, які менше піддаються дії даного шкідливого реагенту. Загальні вимоги: застосування міцних бетонів густої

структури, додержання технології їх приготування, укладання в форми і догляд у період тужавлення. Головна вимога — застосування жорстких бетонних сумішей з водоцементним відношенням В/Ц = 0,3...0,4, оскільки лише 20 % води (до маси цементу) хімічно зв'язуються під час гідратації клінкеру, а решта води під час тверднення бетону утворює пори в цементному камені.

Найщільніший бетон утворюється при фракціонованих високоміцних щебені і піску. Утворення раковин, пористості і розшарування бетону не допускаються з точки зору його довговічності.

Досить ефективно захищає бетон від корозії пофарбування його поверхні, обмазування, обклеювання або просочування захисними матеріалами. Успішно захищають бетон поліетиленовими листами з анкерами, закріплюваними під час бетонування [21].

Корозія залізобетону збільшується в умовах вологого середовища, коли сталевна арматура кородує швидше. У звичайних умовах швидкість корозії арматури становить 0,1 мм/рік, а за несприятливих умов — до 1 мм/рік. Об'єм металу, що зазнав корозії, в 2...3 рази більший, ніж до корозії, а тому по периметру арматури створюється радіальний тиск, який спричиняє утворення поздовжніх тріщин і відколювання захисного шару бетону. Значну небезпеку становить також електрокорозія арматури під впливом блукаючих струмів.

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

На заводах залізобетонних конструкцій і на будівельних майданчиках необхідно забезпечувати умови зберігання арматури, що виключають можливість корозії, яка може тривати всередині бетону. Особливо небезпечна корозія арматури в силікатних, ніздрюватих бетонах, бетолах на пористих заповнювачах.

Для гарантування довговічності арматуру залізобетонних конструкцій захищають шаром бетону достатньої товщини і щільності. За нормами [13] товщина захисного шару має бути не менша за діаметр стержня чи каната з округленням до 5 мм у більший бік. Товщина захисного шару залежить також від виду і розмірів конструкції. Наприклад, для плит завтовшки до 100 мм приймають захисний шар не менш як 10 мм. Для балок та ребер плит заввишки 250 мм і більше мінімальний захисний шар становить 20 мм. У фундаментних балках товщина захисного шару не менш як 30 мм, у фундаментах без підготовки — 70, а з підготовкою — 35 мм

Контрольні запитання

1. Які компоненти входять до складу бетону?
2. Які основні характеристики міцності бетону?
3. Як деформується бетон у разі стискувального навантаження?

4. Що таке деформації усадки і повзучості бетону? Як залежить їх величина від віку бетону і часу дії навантаження?
5. Назвіть граничні деформації бетону. В яких розрахунках їх використовують?
6. На які види поділяються бетони? В яких умовах їх доцільно застосовувати?
7. У чому полягає призначення арматури в залізобетонних конструкціях?
8. Назвіть види арматури за функціональним призначенням.
9. Коли застосовують для армування конструкцій в'язану арматуру?
10. Як армують конструкції зварними сітками та каркасами?
11. Які типи сіток використовують для армування?
12. Арматуру яких класів використовують для конструкцій без попереднього напружування?
13. Яку арматуру слід застосовувати як напружувану?
14. Які основні умови спільної роботи арматури з бетоном і чим вони забезпечуються?
15. Що таке анкерування арматури і як його здійснюють?
16. Як стикують стержньову арматуру і зварні сітки?
17. Які анкерні пристрої Ви знаєте?
18. Як впливає усадка бетону на деформації і напруження в бетоні та арматурі залізобетонних конструкцій?
19. Як змінюються деформації і напруження в бетоні та арматурі під впливом повзучості бетону?
20. Що спричинює корозію залізобетону?
21. Назвіть способи зниження корозійної небезпеки для залізобетону.
22. Яку роль виконує захисний шар бетону і від чого залежить його товщина?
23. Назвіть способи і методи збільшення міцності арматурних сталей.

Розділ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ОСНОВИ ТЕОРІЇ ОПОРУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ І МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. Значення дослідних даних для теорії розрахунку залізобетонних конструкцій

Залізобетон складається з двох різних за фізико-механічними властивостями матеріалів: сталюї арматури — пружного матеріалу і бетону — пружно-пластичного матеріалу, який не підлягає основному закону опору матеріалів — закону Гука. Несуча здатність залізобетонних конструкцій обчислена за формулами опору пружних матеріалів, часто істотно відрізняється від міцності, визначеної в процесі випробувань.

Утворення тріщин у розтягнутих зонах бетону на стадії експлуатації ще більш утруднює можливість застосування методів розрахунку опору пружних матеріалів для розрахунку залізобетонних конструкцій. Тому методику розрахунку залізобетонних конструкцій побудовано на експериментальній основі.

Залізобетонна балка під дією згинального моменту, як показали досліди, звичайно руйнується, коли досягнуто границі текучості арматури σ_y . При цьому руйнування має пластичний характер. Величина

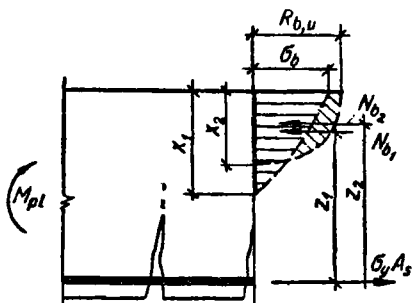


Рис. 2.1. Напружений стан у зоні пластичного шарніра

зони (по арматурі), але при більшому навантаженні.

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

Експериментально встановлено також, що в статично визначному залізобетонному елементі, який згинається після того як напруження в розтягнутій арматурі досягнуть границі текучості σ_y , далі, навіть незначне, збільшення навантаження спричиняє великі деформації і руйнування стиснутої зони бетону. Це дало підстави твердити, що в елементах, які зазнають згинання, при звичайних процесах армування розтягнута арматура і бетон стиснутої зони руйнуються одночасно. Таке припущення значно спростило розрахунок міцності перерізів елементів, які згинаються і позацентрово стискаються, оскільки в момент руйнування напруження в бетоні та арматурі стали відомими. Коли в перерізі елемента, що згинається, напруження в розтягнутій арматурі досягають границі текучості σ_y , то в цьому перерізі утворюється пластичний шарнір (рис. 2.1). На відміну від статичного, пластичний шарнір характеризується наявністю пластичного моменту

$$M_{pl} = \sigma_y A_s z.$$

З розвитком деформацій в розтягнутій арматурі висота стиснутої зони бетону зменшується від x_1 до x_2 . Одночасно криволінійна епюра стискувальних напружень у бетоні, близька за контурами до трикутної, трансформується в результаті розвитку пластичних деформацій в криволінійну, близьку до прямокутної. Тому значення z_1 та z_2 близькі, отже, згинальний момент змінюється мало. Коли напруження в бетоні досягнуть величини $R_{b,u}$, бетон стиснутої зони дробиться і несутча здатність перерізу вичерпується.

Властивість пластичних шарнірів використовують у розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій за методом граничної рівноваги.

У розрахунку стиснутих елементів границю спільної роботи бетону і арматури визначають або граничною стискуваністю бетону, або

границею текучості сталі. Граничну стискуваність бетону при короткочасній дії навантаження приймають за $\varepsilon_{b,u} = 0,002$ (п. 1.2) і за цим значенням обчислюють граничні напруження в стиснутій арматурі $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа. В разі тривалої дії навантаження $\varepsilon_{b,u} = 0,0025$ і $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Експериментально встановлено і вивчено закономірності утворення і розкриття тріщин у розтягнутих зонах залізобетонних конструкцій, які залежать від багатьох факторів.

Метод розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами, прийнятий в колишньому СРСР, ґрунтується на результатах експериментальних досліджень. Він враховує залежність напружень в арматурі від висоти стиснутої зони і від граничних деформацій бетону при стисканні, вплив деформацій усадки і повзучості бетону, зміну його модуля пружності, утворення і розкриття тріщин та інші фактори.

2.2. 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 зі сталі класів А-I...А-III і навантажуваної зосередженими силами, які поступово збільшуються, аж до зруйнування конструкції (рис. 2.2, а).

Стадія I. При невеликому навантаженні (15...25 % руйнівного) бетон працює спільно з арматурою по всій довжині балки. Епюра напружень у перерізі двозначна, у стиснутій зоні бетону близька до трикутної з напруженням σ_{bt} . У розтягнутій зоні в міру наближення σ_{bt} до $R_{bt,u}$ епюра з трикутної перетворюється в криволінійну, близьку до прямокутної за рахунок розвитку нелінійних непружних деформацій (рис. 2.2, б, I). 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. 2.2, в, I). Епюру напружень у розтягнутому бетоні приймають прямокутною з ординатою $R_{bt,u}$, а деформації

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt,u}$$

Стадія 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 де-

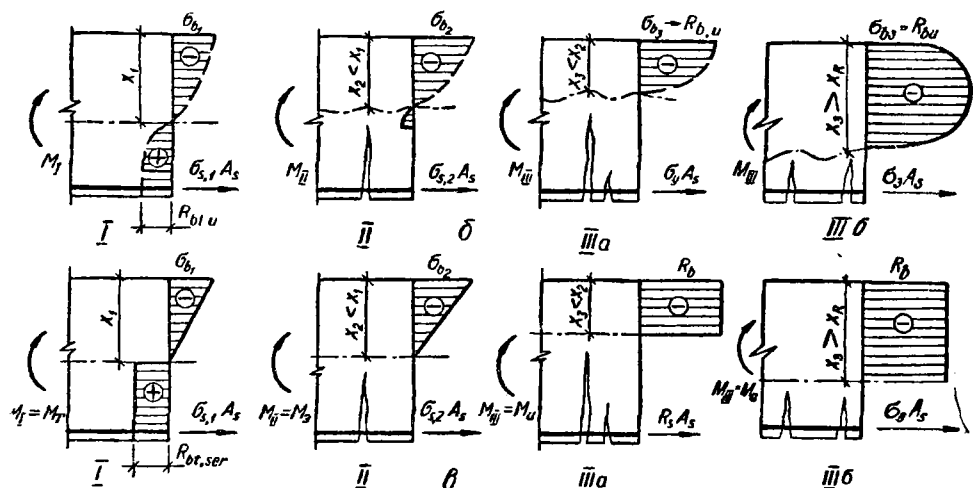
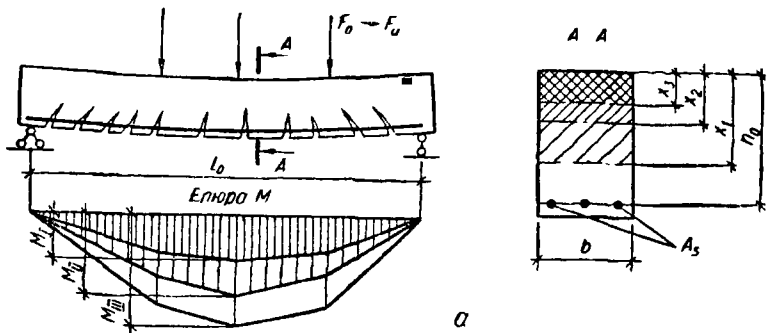


Рис. 2.2. Стадії напружено-деформованого стану під час згинання:

a — схема роботи елемента, що працює на згинання; *б* — дійсні схеми; *в* — розрахункові схеми; *I* — стадія до утворення тріщин; *II* — стадія експлуатації; *IIIa* — стадія руйнування непереармованого елемента; *IIIб* — те саме, переармованого

формації розтягнутої зони і зміщення нейтральної осі вгору. Дальше збільшення навантаження до 60...70 % руйнівного веде до зменшення висоти стиснутої зони бетону до x_2 , підвищення стискувальних напружень у бетоні до σ_{b2} і викривлення епюри напружень у стиснутій зоні. Бетон між тріщинами над ними продовжує працювати і частково розвантажує розтягнуту арматуру (рис. 2.2, *б*, *II*). Стадія *II* відповідає експлуатаційному стану, і тому її прийнято за основу розрахунків деформацій і ширини розкриття тріщин (рис. 2.2, *в*, *II*).

С т а д і я III. Із збільшенням навантаження стадія *II* переходить у стадію *III* — стадію руйнування. Зростання навантаження спричиняє збільшення напружень і деформацій у розтягнутій арматурі, дальше зменшення висоти стиснутої зони бетону, що супроводяться

зростанням напружень, і викривлення епюри напружень. Коли в арматурі буде досягнуто границі 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 $R_{b,u}$, вичерпання граничної стискуваності бетону $\epsilon_{b,u}$, що призводить до дроблення бетону стиснутої зони (рис. 2.2, б, IIIа).

Стадію III покладено в основу розрахунку на міцність (рис. 2.2, в, III). При цьому вважається, що напруження в розтягнутій арматурі і стиснутій зоні бетону в разі руйнування елемента 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 границі текучості, а переріз зруйнується в результаті дроблення бетону стиснутої зони (рис. 2.2, б, IIIб).

Пластичне руйнування залізобетонних елементів, які згинаються, буває тільки при певних відсотках армування, що не перевищують максимальних, визначуваних 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_b 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 нижчі від границі текучості (рис. 2.2, в, IIIб). Чим вищий відсоток армування, тим нижчі ці напруження. Отже, міцність арматури в переармованих перерізах повністю не використовується.

2.3. Утворення і розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях

У залізобетонних конструкціях з ненапружуваною арматурою тріщини в розтягнутих зонах виникають при навантаженні, яке становить 15...25 % 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 армату-

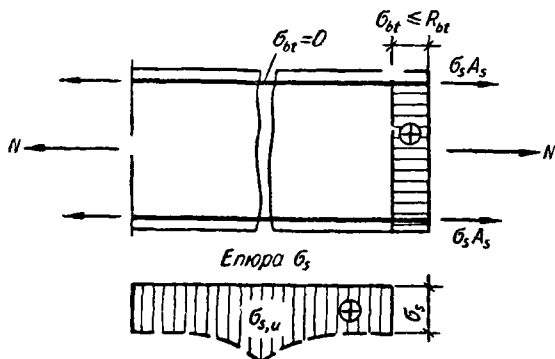


Рис. 2.3. Напружений стан у перерізі розтягнутого елемента після утворення тріщин

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

Низька тріщиностійкість — головний недолік залізобетону. Утворення тріщин у бетоні знижує непроникність конструкцій для рідин і газів, підвищує деформативність. Надмірне розкриття тріщин полегшує доступ вологи та агресивних газів до арматури, що спричиняє корозію сталі, знижує довговічність конструкцій. Тому підвищення тріщиностійкості залізобетонних конструкцій — одна з найважливіших проблем.

У розтягнутих зонах конструкцій при невеликих напруженнях бетон і арматура працюють спільно доти, поки напруження в бетоні не досягнуть границі міцності при розтяганні $R_{bt,u}$, а деформації — свого граничного значення $\epsilon_{bt,u} = 0,0001 \dots 0,00017$. У зв'язку з низькою розтяжністю бетону в найслабшому місці утворюється тріщина. У перерізі з тріщиною бетон виключається з роботи, а всі розтягувальні напруження сприймає арматура (рис. 2.3).

Спроби збільшити міцність бетону на розтягання поки що не дали відчутних результатів. Більше того, зі збільшенням класу бетону його міцність на розтягання зростає повільніше, ніж на стискання (рис. 2.4, а). Розтяжність бетону дещо підвищується при наявності внутрішньої в'язі (арматури) і тому в бетоні можуть розвиватися деформації додільної вітки діаграми напруження — деформації (рис. 2.4, б). Проте, як показали численні дослідження, арматура мало підвищує розтяжність бетону.

Розтягувальні напруження в бетоні залізобетонних конструкцій, спричинені усадкою, знижують тріщиностійкість армованих елементів, зменшуючи граничну розтяжність бетону від навантажування.

Найбільша розтяжність бетону ($\epsilon_{bt,u} = 0,00025$) спостерігається в монолітному бетоні збірно-монолітних конструкцій, де внутрішньою в'яззю є збірні попередньо напружені елементи.

ри. На третьому етапі із збільшенням навантаження виникають видимі тріщини ($a_{crs} = 0,005 \dots 0,01$ мм), які перетинають рівень розташування арматури. Ступінь навантаження цього етапу приймають за момент тріщиноутворення. Із збільшенням навантаження тріщини розвиваються по висоті перерізу і по ширині, а на сусідніх ділянках триває поява нових тріщин.

Якщо елемент навантажується поступово, то в цьому випадку збільшуються деформації повзучості, а отже, і гранична розтяжність бетону.

Тріщиностійкість бетонних конструкцій можна підвищити дисперсним армуванням їхньої розтягнутої зони тонкими сталевими або базальтовими сітками (армоцемент), сталевими або базальтовими фібрами (фібробетон), або попереднім обтискуванням бетону напружуваною арматурою. При прикладанні зовнішнього навантаження до попередньо напружених конструкцій потрібно спочатку погасити обтискування бетону, а потім довести напруження в ньому до R_{bt} . При цьому збільшується діапазон спільної роботи арматури з бетоном.

Збільшуючи обтискування бетону, можна створювати конструкції, в яких тріщини при експлуатаційному навантаженні не виникають. Проте це не пов'язано, як правило, зі збільшенням витрати арматури порівняно з тією кількістю, яка гарантує міцність перерізів.

Тому здебільшого допускається утворення тріщин, але обмежується ширина розкриття їх.

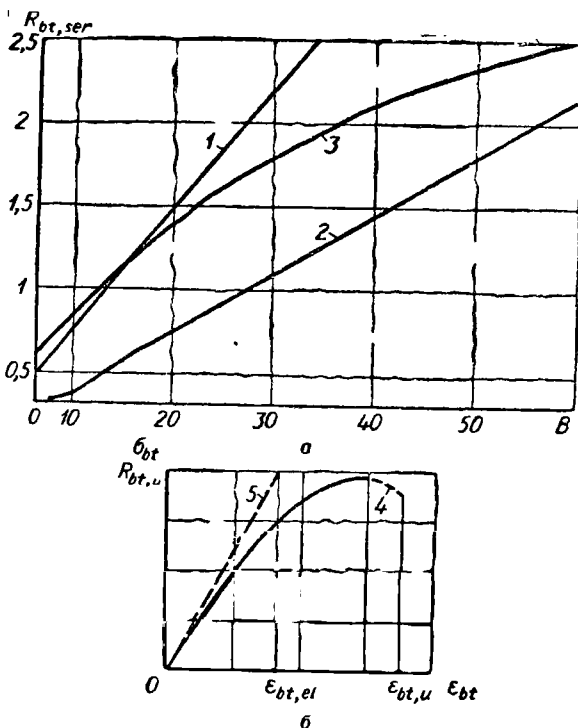


Рис. 2.4. Міцність і деформативність бетону при розтяганні:

a — залежність нормативної міцності бетону під час розтягання $R_{bt,ser}$ від класу; b — діаграма розтягання бетону при наявності внутрішньої в'язі — арматури: 1 — при $R_{bt,ser} = 0,1R_{b,ser}$; 2 — при $R_{bt,ser} = 0,05R_{b,ser}$; 3 — за нормами; 4 — додільна вітка діаграми «напруження — деформації»; 5 — пружні деформації

2.4. Розрахунок залізобетонних конструкцій за допустимими напруженнями і за руйнівними зусиллями

До 1938 р. в СРСР залізобетонні конструкції розраховували за методом допустимих напружень, суть якого полягала в тому, що залізобетон розглядали як пружний матеріал, а це давало можливість використовувати для розрахунку формули опору матеріалів з урахуванням особливостей залізобетону. В основу розрахунку за допустимими напруженнями покладено другу стадію напружено-деформованого стану (п. 2.2) з урахуванням передумов (рис. 2.5): епюру напружень у стиснутій

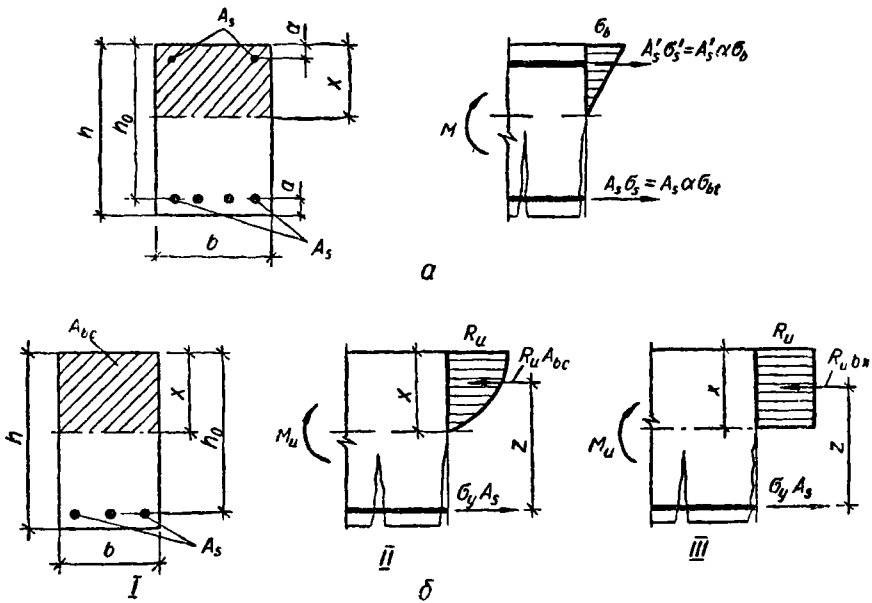


Рис. 2.5. Схеми напруженого стану перерізів:

a — до розрахунку за допустимими напруженнями; *б* — до розрахунку за руйнівними зусиллями; *I* — переріз залізобетонного елемента; *II* — дійсний напружений стан; *III* — те саме, прийнятий у розрахунку

зоні бетону приймають трикутну: бетон у розтягнутій зоні не працює, а все розтягувальне зусилля сприймає арматура; справедливою є гіпотеза плоских перерізів; арматура і бетон стиснутої зони деформуються лінійно, тобто тут справедливий закон Гука; вводиться поняття про зведений бетонний переріз, в якому арматура зводиться до бетону за співвідношенням їхніх модулів пружності.

Виходячи з рівності деформацій при спільній роботі бетону та арматури, з урахуванням закону Гука можна записати

$$\epsilon_s = \epsilon_b = \sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s,$$

звідки

$$\sigma_s = \sigma_b E_s / E_b = \alpha \sigma_b, \quad (2.1)$$

де $\alpha = E_s / E_b$.

Отже, напруження в арматурі в α разів більші від напружень у бетоні. Тому у зведеному бетонному перерізі арматура заміняється еквівалентною площею бетону — αA_s .

Крайові напруження в розтягнутій арматурі і в стиснутому бетоні, які мають не перевищувати встановлених нормами, визначали за формулами опору матеріалів для зведеного перерізу. Наприклад, для сталі Ст5 (тепер клас А-ІІ) допустимі напруження становили 160 МПа, а для бетону марки М90 (тепер клас В7,5) при стискуванні — 3,5 МПа.

Для стиснутого елемента площа зведеного до бетону перерізу

$$A_{red} = A_{bc} + \alpha A_s', \quad (2.2)$$

а несуча здатність

$$N = [\sigma_b] A_{red}. \quad (2.3)$$

У розрахунку залізобетонних конструкцій за методом допустимих напружень добуті результати часто значно відрізнялись від дослідних значень. Це пояснюється тим, що деформації бетону — пружно-пластичні. Контури епюри напружень у бетоні стиснутої зони криволінійні. Відношення модуль пружності сталі і бетону — величина змінна в часі, оскільки з розвитком непружних деформацій модуль деформацій бетону зменшується, чого не враховували в розрахунку. В результаті цього напруження в арматурі, обчислені за методом допустимих напружень, виявилися більшими від фактичних. Тому виникла об'єктивна необхідність створення нової теорії розрахунку залізобетонних конструкцій, яка відбивала б їхній справжній напружений стан.

Було запропоновано теорію розрахунку за руйнівними зусиллями, яка ґрунтувалась на широких експериментальних дослідженнях. Ця методика розрахунку, введена в норми в 1938 р., дала можливість досить точно обчислювати фактичну несучу здатність перерізів, тобто руйнівні зусилля. В основу розрахунку за руйнівними зусиллями покладено такі міркування:

розрахунок міцності елементів виконано за стадією руйнування (стадія III) у припущенні, що в бетоні і арматурі одночасно досягнуто граничних напружень (принцип Лолейта) (рис. 2.5, б);

епюру напружень у бетоні стиснутої зони прийнято як криволінійну, окреслену за кубічною параболою, а потім, на пропозицію П. Л. Пастернака, замінено прямокутною;

введено коефіцієнт запасу міцності перерізу, який дорівнює відношенню руйнівного зусилля до зусилля на стадії експлуатації (для елемента, що згинається, $k = M_u/M$, для стиснутого — $k = N_u/N$);

гіпотези плоских перерізів, закону Гука та відношення модулів пружності α у розрахунках за руйнівними зусиллями не використовували.

Міцність перерізів визначали за такими формулами, виведеними з умов рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль, діючих у перерізі:

для елементів прямокутного перерізу з однією арматурою, що згинаються,

$$N_u = kM = A_s \sigma_y z = A_{bc} R_{uz}, \quad (2.4)$$

де $z = h_0 - 0,5x$;

для стиснутих елементів

$$N_u = kN = R_b A_{bc} + \sigma_y A_s. \quad (2.5)$$

Розрахункові границі текучості арматури і міцності бетону були нормовані. Наприклад, для сталі Ст5 (А-II) $\sigma_y = 350$ МПа, а для бетону марки 200 (відповідає класу В15) $R_u = 18$ МПа (міцність бетону на стискання під час згинання).

Коефіцієнт запасу міцності був диференційований залежно від виду конструкцій, характеру руйнування і комбінації зовнішніх навантажень у межах 1,5...2,4.

Основним недоліком теорії розрахунку за руйнівними зусиллями є те, що загальним коефіцієнтом запасу міцності не можна з достатньою точністю врахувати вплив великого числа факторів на несучу здатність конструкції, а саме: відмінність міцнісних характеристик бетону та арматури, відхилення фактичних навантажень від прийнятих у розрахунку, вплив особливостей роботи матеріалів і конструкцій.

2.5. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами

Цей метод розрахунку є дальшим розвитком методу розрахунку за руйнівними зусиллями. В основу його покладено таке:

введено поняття граничного стану конструкції і встановлено дві групи граничних станів (перша — за втратою несучої здатності, стій-

кості або витривалості; друга — за непридатністю для нормальної експлуатації);

розрахунок міцності перерізів виконують за стадією руйнування (третья стадія); при цьому епюру напружень у бетоні стиснутої зони приймають за прямокутну;

розрахунок на придатність для експлуатації виконують, виходячи з першої або другої стадії напружено-деформованого стану в перерізах конструкції;

прийнято систему розрахункових коефіцієнтів надійності — за навантаженням, матеріалами та умовами роботи.

Граничними називають такі стани, при яких конструкція більше не задовольняє заданих вимог 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), втраті 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 розвитку недопустимих деформацій (прогинів, кутів повороту та коливань), утворення тріщин або їх надмірного розкриття.

Кількість арматури для великопролітних тонкостінних конструкцій з бетонів високих класів, армованих високоміцною арматурою, визначають часто розрахунком не за міцністю, а за деформаціями та тріщиностійкістю.

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

Розглянемо докладніше розрахунки за граничними станами першої і другої груп.

Усі залізобетонні конструкції мають бути гарантовані від можливого руйнування розрахунком за нормальними перерізами, а елементи, що згинаються, — і за похилими.

Балка, армована звичайною арматурою, під дією згинального моменту в результаті виникнення текучості арматури руйнується пластично у нормальному перерізі (рис. 2.6, а). Можливе також ламке руйнування цієї ж балки у похилому перерізі в результаті сколювання бетону стиснутої зони під дією поперечної сили при напруженнях у розтягнутій арматурі $\sigma_s < \sigma_y$ (рис. 2.6, б).

Руйнування позацентрово стиснутої колони може бути пластичним, якщо воно починається в розтягнутій зоні в результаті текучості арматури (рис. 2.6, в), або ламким, якщо руйнується в першу чергу бетон

стиснутої зони при напруженнях у розтягнутій арматурі $\sigma_s < \sigma_y$ (рис. 2.6, а).

Гнучка колона або стінка тонкостінного елемента може зруйнуватись під впливом втрати стійкості форми, якщо поздовжня сила досягне критичного значення (рис. 2.7, а). Можлива також втрата стійкості положення в результаті ковзання або перекидання опорних стін (рис. 2.7, б), спливання підземних резервуарів чи насосних станцій (рис. 2.7, в). У цих випадках підпорна стіна або резервуар не руйнується, але стають непридатними для нормальної експлуатації.

Розрахунок має забезпечити міцність конструкції навіть під дією багатократно повторюваних навантажень, рухомих або пульсуючих, щоб не було руйнування матеріалів від утомленості. До таких конструкцій належать підкранові балки при важкому режимі роботи, залізобетонні шпали, рамні фундаменти і перекриття під незрівноважені машини. Руйнування може статися від спільної дії на конструкції силових факторів і зовнішнього середовища (дії низьких чи високих температур, навперемінного заморожування і відтаювання, впливу агресивного середовища).

У розрахунках конструкцій за другою групою граничних станів валежно від умов експлуатації та виду арматури до залізобетонних конструкцій або їх частин ставлять вимоги щодо тріщиностійкості. Ці вимоги поділяються на три категорії (п. 2.6).

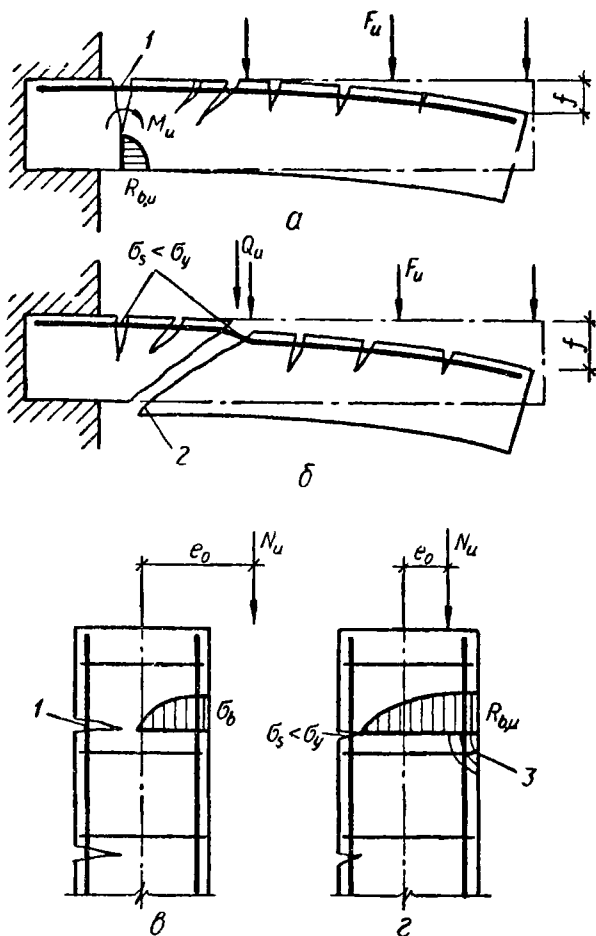


Рис. 2.6. Руйнування залізобетонних конструкцій:

а — консольної балки по нормальному перерізу під дією згинального моменту; б — те саме, по похилому перерізу під дією перерізуювальної сили; в — пластичне позачентрово стиснутого елемента по розтягнутій арматурі; з — ламке по стиснутому бетону; 1 — зона текучості арматури; 2 — сколювання або зрізування бетону стиснутої зони; 3 — зона дроблення бетону

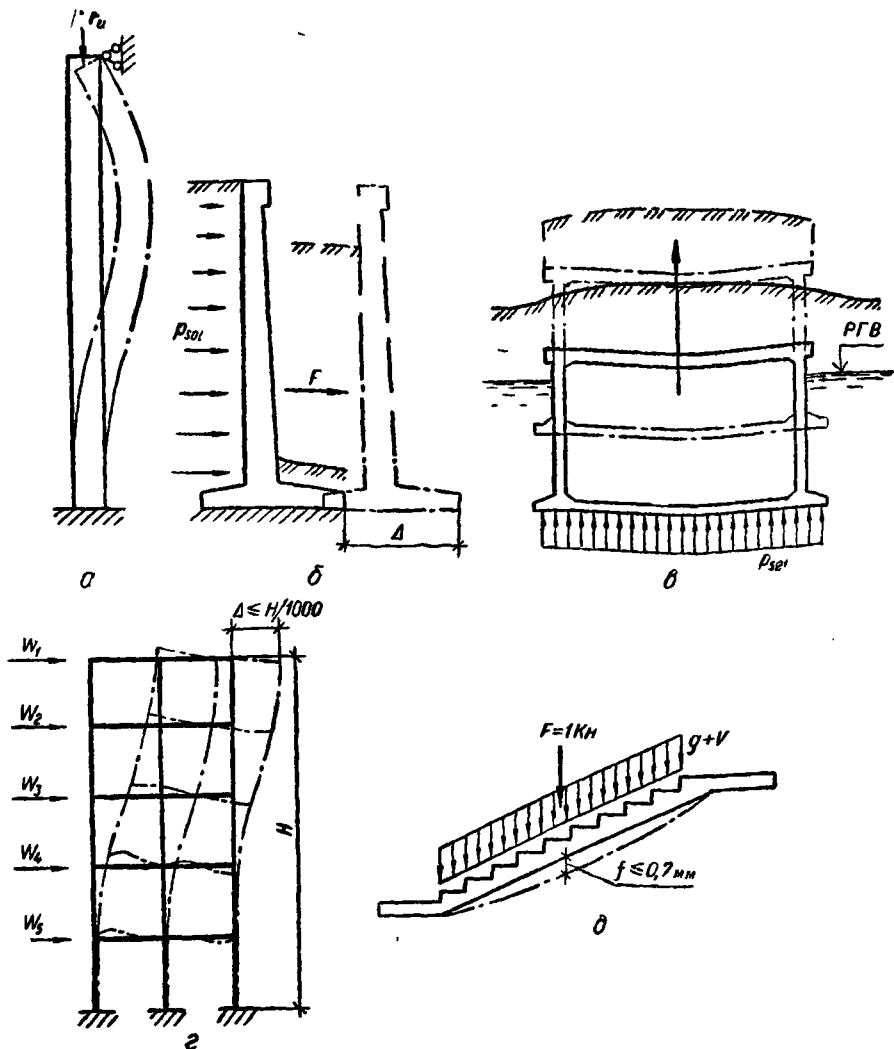


Рис. 2.7. Втрата стійкості форми або положення і переміщення залізобетонних конструкцій: а — втрата стійкості гнучкої колони; б — ковзання підпірної стінки; в — спливання порожнього підземного резервуара в разі підвищення рівня ґрунтових вод; г — зміщення каркаса багатоповерхової будівлі при вітровому навантаженні; д — прогин сходового марша під час перевірки його на хиткість

Для нормальної експлуатації ряду конструкцій обмежують їхні прогини. Наприклад, якщо прогин підкранової балки перевищує 1/600 прольоту, то підвищується небезпека сходження коліс крана з рейок або заклинювання крана в разі перекосу.

Зміщення верхньої частини багатоповерхових каркасних будівель під впливом вітрового навантаження має не перевищувати 1/1000 їх

висоти, оскільки більші зміщення відчуватимуть люди, які перебувають у будівлі (рис. 2.7, *а*).

Сходові марші перевіряють на хиткість: не допускаються прогини конструкції марша більш як на 0,7 мм у разі прикладання додаткового навантаження 1 кН (рис. 2.7, *б*), бо інакше у людей буде відчуття невпевненості під час переміщення такими сходами. Обмежують розрахунком також прогини плит, балок та інших елементів, що згинаються.

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

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

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

Нормативні навантаження встановлені нормами [14], а розрахункові визначаються із залежності $g = g_n \gamma_f \psi$, де g_n — нормативне навантаження; γ_f — коефіцієнт надійності щодо навантаження, який враховує його мінливість; 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. При сприятливому впливі маси на роботу конструкції $\gamma_f = 0,9$.

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 $\gamma_f = 1,4 \dots 1,6$, а для вітрових — 1,2.

Нормативне навантаження на перекриття громадських будівель від скупчення людей прийнято за 4 кН/м². При цьому виходять з припущення, що на 1 м² перекриття можуть розміститися 5 чол. масою по 80 кг кожен. Однак цілком імовірно, що маса людини може перевищувати 80 кг. Тому вводять коефіцієнт надійності навантаження $\gamma_f = 1,2$, і розрахункове навантаження на перекриття вважають за 4,8 кН/м².

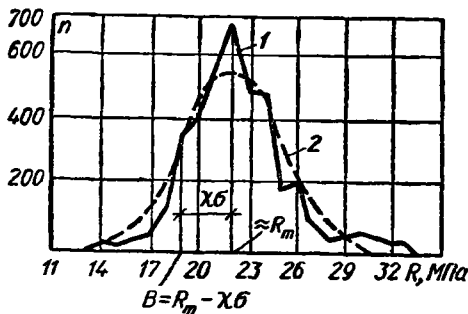


Рис. 2.8. Криві розподілу міцності бетону: 1 — дослідна статистична; 2 — теоретична

ності 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.

Б е т о н. Під час випробування кубів бетону дістають різні значення його міцності. Для оцінки розкиду міцнісних характеристик бетону будують криву розподілу його міцності. Зразки групують за міцністю, по осі абсцис відкладають її усереднені значення, а по осі ординат — кількість зразків n , які показали приблизно однакову міцність (рис. 2.8). При досить великій кількості зразків ця крива близька до теоретичної кривої нормального розподілу (кривої Гауса). Чим досконаліша технологія виготовлення та ущільнення бетону, тим вища його однорідність і тим крутішою буде крива розподілу міцності.

Клас бетону B — основна характеристика міцності бетону на стискання. Його значення визначається гарантованим тимчасовим опором на стискання, МПа (з довірчою імовірністю 95 %), який визначають випробуванням еталонних кубів розміром $150 \times 150 \times 150$ мм згідно з вимогами державних стандартів [41, 48].

Для визначення класу бетону за результатами випробування зразків обчислюють середній тимчасовий опір бетону, що називають у статистиці математичним сподіванням:

$$R_m = \frac{n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_i R_i}{n}. \quad (2.6)$$

Для середнього тимчасового опору бетону довірна імовірність становить 50 %.

Обчислюють середньоквадратичне відхилення або стандарт:

$$\sigma = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_i \Delta_i^2}{n - 1}}, \quad (2.7)$$

Крім того, згідно з правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд під час проєктування конструкцій [14], до розрахунку вводять коефіцієнти надійності щодо призначення конструкцій, які враховують ступінь відповідальності і капітальності будівель та споруд. Їх приймають рівними чи меншими за одиницю (для більшості будівель і споруд $\gamma_n = 0,95$).

Нормативні і розрахункові міц-

де

$$\Delta_1 = R_1 - R_m; \quad \Delta_i = R_i - R_m.$$

Як клас бетону приймають величину

$$B = R_m - \chi\sigma, \quad (2.8)$$

де χ — число стандартів.

Чим більше прийняте число стандартів χ , тим вища забезпеченість або довірна імовірність тимчасового опору бетону і тим нижчий клас бетону B . У нормах [13] прийнято для бетонів число стандартів $\chi = 1,64$, що відповідає довірчій імовірності 95 %. Формулу (2.8) можна записати у вигляді

$$B = R_m (1 - \chi\sigma/R_m) = R_m (1 - \chi v), \quad (2.9)$$

де $v = \sigma/R_m$ — коефіцієнт варіації міцності або коефіцієнт мінливості.

Обробка результатів численних випробувань бетонних кубів на заводах збірного залізобетону показала, що для важких бетонів середнє значення коефіцієнта мінливості можна прийняти за $v = 0,135$. Тоді клас бетону буде:

при стисканні

$$\left. \begin{array}{l} \text{при розтяганні} \\ B = 0,778R_m; \\ B_t = 0,778R_{t,m}. \end{array} \right\} \quad (2.10)$$

У розрахунку використовують нормативну призмову міцність, яка більше відповідає умовам роботи бетону в конструкціях

$$R_{bn} = B (0,77 - 0,001R_m) \geq 0,72B. \quad (2.11)$$

Розрахунковий опір бетону обчислюють, поділивши нормативний опір на коефіцієнт надійності для бетону γ_{bc} або γ_{bt} , які враховують можливі відхилення міцності бетону безпосередньо в конструкціях. У розрахунках за граничними станами першої групи:

при стисканні

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}, \quad (2.12)$$

де $\gamma_{bc} = 1,3$;

при розтяганні

$$R_{bt} = R_{bt,n} / \gamma_{bt}, \quad (2.13)$$

де $\gamma_{bt} = 1,5$.

У розрахунках за граничними станами другої групи коефіцієнт надійності щодо бетону $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$. У цьому випадку розрахункові опори бетону дорівнюють його нормативним значенням: $R_{b,scr} = R_{bn}$

Таблиця 2.1. Розрахункові опорні важки бетону та його початковий модуль пружності, МПа, для граничних станів першої і другої груп залежно від класу бетону за міцністю на стискання

Розрахункові параметри	Клас бетону											
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55

Для граничних станів першої групи

Стискання осьове (призмоча міцність)	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Розтягання осьове	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

Для граничних станів другої групи

Стискання осьове (призмоча міцність)	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Розтягання осьове	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50

Початковий модуль пружності бетону, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску E_b

14 500 16 000 19 000 20 500 24 000 27 000 29 000 31 000 32 500 34 000 35 000 35 500 36 000

при стисканні і $R_{bt,ser} = R_{btn}$ при розтяганні. Індекс *ser* означає, що прийнято гарантовану сертифікатну міцність.

Розрахункові опори важкого бетону залежно від його складу, а також значення початкового модуля пружності наведено в табл. 2.1.

А р м а т у р а. Для арматурних сталей як нормативний опір R_{sn} приймають найменші контрольовані значення, встановлювані діючими стандартами і перевірювані заводськими лабораторіями:

для стержньової арматури класів А-I, А-II та А-III, що мають площадку текучості, R_{sn} дорівнює фізичній границі текучості σ_y з довірчою імовірністю не менш як 0,95;

для стержньової арматури з твердої сталі класів А-IV...Ат-VI, високоміцного дроту класів В-II та Вр-II і арматурних канатів R_{sn} дорівнює умовній границі текучості $\sigma_{0,2}$, тобто напруженню, яке відповідає залишковому відносному видовженню 0,2 %, з тією ж імовірністю;

для звичайного арматурного дроту R_{sn} дорівнює напруженню, яке відповідає 0,75 тимчасового опору розриву.

Розрахункові опори арматури визначають, як і для бетону, діленням нормативного опору на коефіцієнт надійності щодо арматури γ_s :

$$R_s = R_{sn}/\gamma_s. \quad (2.14)$$

Коефіцієнти надійності для арматури враховують можливе зменшення площі поперечного перерізу стержнів при мінусовому допуску, можливість зміни механічних властивостей сталі у процесі виготовлення конструкцій та експлуатації їх, недостатній розвиток пластичних деформацій перед розривом для деяких класів арматури.

Для арматури класів А-I та А-II коефіцієнт надійності $\gamma_s = 1,05$, для класу А-III залежно від діаметра $\gamma_s = 1,1$ та $\gamma_s = 1,07$. Для решти класів стержньової арматури $\gamma_s = 1,15...1,2$. Коефіцієнт надійності для високоміцної дротяної арматури та канатів з цього дроту $\gamma_s = 1,2$.

Розрахункові опори арматури розтяганню в розрахунках за граничними станами другої групи приймають з коефіцієнтом надійності $\gamma_s = 1$, тобто рівними нормативним: $R_{s,ser} = R_{sn}$.

Розрахункові опори арматури стисканню визначають з урахуванням її міцності і граничної деформативності бетону при стисканні в момент його руйнування (див. п. 2.1). Розрахунковий опір арматури під час стискання дорівнює розрахунковому опору під час розтягання R_s , але не більш ніж $R_{sc} \leq 400$ МПа.

В разі тривалої дії навантаження повзучість збільшує граничну стискуваність бетону і спричиняє перерозподіл напружень між арматурою та бетоном, довантажуючи арматуру. Тому в ряді випадків, обумовлених у п. 2.27 [13], розрахунковий опір арматури стисканню R_{sc} можна приймати рівним 450 і навіть 500 МПа. Розрахун-

Таблиця 2.2. Розрахункові опори і модуль пружності стержньової арматури, МПа

Клас арматури	Для розрахунку за граничними станами першої групи			Для розрахунку за граничними станами другої групи $R_{s,ser}$	Модуль пружності E_s
	розтягання				
	повдовжньою R_s	поперечною (хомутів та відігнутих стержнів) R_{sw}	стискання R_{sc}		
A-I (A240)	225	175	225	235	210 000
A-II (300)	280	225	280	295	210 000
A-III (A400) діаметром, мм:					
6...8	355	285	335	390	200 000
10...40	365	290	365	390	200 000
A-IV (A600)	510	405	450	590	190 000
A-V (A800)	680	545	500	785	190 000
A-VI (A1000)	815	650	500	980	190 000
A-VII (A1175)	980	785	500	1175	190 000
A-III _в з контролем:					
видовження і напруження	490	390	200	540	180 000
самого тільки видовження	450	360	200	540	180 000

Примітка. У зварних каркасах для хомутив з арматури класу A-III, діаметр яких менший за 1/3 діаметра повдовжніх стержнів, значення R_{sw} приймають рівним 255 МПа.

кові опори арматури та модулі її пружності наведено в табл. 2.2 та 2.3.

Коефіцієнти умов роботи. У розрахунках конструкцій за граничними станами вводять ряд коефіцієнтів умов роботи γ_b та γ_s , значення яких наведено в табл. 15 та 24 [13]. Вони враховують особливості роботи бетону та арматури в залізобетонних конструкціях, вплив технології виготовлення арматурних каркасів, бетонування конструкцій, розміщення арматури в залізобетонних елементах, характер діючих навантажень, фактори, не враховувані статичним розрахунком.

Встановлено, наприклад, що під дією тривалого навантаження бетон може руйнуватись при нижчих напруженнях, ніж при короткочасному навантаженні. Цей фактор враховується множенням розрахункових опорів бетону R_b та R_{bt} на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$.

При бетонуванні стиснутих конструкцій у вертикальному положенні при висоті шару бетонування понад 1,5 м розрахунковий опір бетону R_b множать на коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b3} = 0,85$.

У розрахунок міцності похилих перерізів для відігнутої і поперечної арматури вводять коефіцієнт умов роботи $\gamma_{s1} = 0,8$, який вра-

Таблиця 2.3. Розрахункові опори та модуль пружності дротяної арматури, МПа

Клас арматури	Діаметр арматури, мм	Для розрахунку за граничними станами першої групи			Для розрахунку за граничними станами другої групи $R_{s,ser}$	Модуль пружності E_s
		розтягання		стисканню R_{sc}		
		по-довжньої R_s	поперечної (хомутів та відігнутих стержнів) R_{sw}			
Вр-I	3	375	270 (300)	375	410	170 000
	4	365	265 (295)	365	405	
	5	360	260 (200)	360	395	
В-II	3	1240	990	400	1490	200 000
	4	1180	940	400	1410	
	5	1110	890	400	1335	
	6	1050	835	400	1255	
	7	980	785	400	1175	
	8	915	730	400	1100	
Вр-II	3	1215	970	400	1460	200 000
	4	1145	915	400	1370	
	5	1045	835	400	1255	
	6	980	785	400	1175	
	7	915	730	400	1100	
	8	850	680	400	1020	
К-7	6	1210	965	400	1450	180 000
	9	1145	915	400	1370	
	12	1110	890	400	1335	
	15	1080	865	400	1295	
К-19	14	1175	940	400	1410	180 000

Примітка. У дужках наведено значення R_{sw} для випадку застосування сталюго дроту класу Вр-I у в'язаних каркасах.

ховує нерівномірний розподіл напружень в арматурі по довжині похилого перерізу, оскільки в момент руйнування не вся арматура, що перетинає тріщину, досягає границі текучості. Зниження пластичних властивостей сталі при точковому зварюванні поперечних стержнів враховують за допомогою коефіцієнта умов роботи $\gamma_{s2} = 0,9$.

Суть розрахунку конструкцій за граничними станами. За першою групою граничних станів

$$F \leq F_{ult}. \quad (2.15)$$

У лівій частині нерівності подано розрахункове зусилля F від зовнішнього навантаження, що є максимальним у перерізі елемента при найневигоднішій комбінації розрахункових навантажень або

діянь. Воно залежить від нормативного навантаження F_n , коефіцієнта надійності щодо навантаження γ_f і коефіцієнта надійності щодо призначення γ_h .

У правій частині нерівності F_{ult} — внутрішнє граничне зусилля в тому самому перерізі, що є функцією несучої здатності елемента, яка залежить від геометрії перерізу та інших факторів, нормативних опорів матеріалів $R_{b,ser}$ та $R_{s,ser}$, їхніх коефіцієнтів надійності для матеріалу γ_b та γ_s і умов роботи γ_{bt} та γ_{st} .

За другою групою граничних станів при розрахунку утворення тріщин, якщо зусилля діє вздовж осі елемента, $N_r \leq N_{crc}$, а при згинанні $M_r \leq M_{cre}$, вздовж N_r та M_r — розрахункові зусилля, а N_{crc} та M_{cre} — зусилля, що їх сприймає переріз і які визначаються розрахунковим опором матеріалів.

При розрахунку розкриття тріщин від навантажень ($\gamma_f = 1$) максимальну ширину тріщин порівнюють з гранично допустимою величиною $[a_{crc}]$ [13]:

$$a_{crc} \leq [a_{crc}].$$

У розрахунках деформацій прогин f , обчислений за навантаженнями ($\gamma_f = 1$) і розрахунковими опорами матеріалів, має не перевищувати величини $[f_{tot}]$, встановленої [13]:

$$f \leq [f_{tot}].$$

Розрахунки за першою і другою групами граничних станів виконують для всіх стадій — виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації.

2.6. Категорії вимог до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій

Одним з недоліків залізобетонних конструкцій є порівняно раннє утворення тріщин у розтягнутих зонах і надмірне їх розкриття під час експлуатації. Утворення і розкриття тріщин знижують довговічність залізобетонних конструкцій, оскільки це сприяє корозії арматури, підвищує деформативність конструкцій, зменшує ступінь непроникності для рідини та газів. Тому в ряді випадків необхідно робити розрахунки утворення тріщин, їх розкриття та закриття.

Категорії вимог до тріщиностійкості і гранично допустиму ширину розкриття тріщин a_{crc} встановлюють для обмеження проникності конструкцій і для забезпечення збереженості арматури залежно від умов експлуатації, виду конструкції, класу арматурної сталі, діаметра арматури і напруженого стану ([13], табл. 1 та 2).

1-ша категорія — не допускається утворення тріщин. Це конструкції, на які діє тиск рідини або газів, конструкції, які експлуатують в ґрунті нижче від рівня ґрунтових вод або в дуже агресивному

середовищі (рис. 2.9, а). Тріщини в бетоні утворюються в результаті вичерпання бетоном міцності на розтягання $R_{bt,m}$, величини порівняно низької, і досягнення граничної розтяжності $\epsilon_{bt,u}$. На момент утворення тріщин у бетоні розтягувальні напруження в арматурі досягають лише 20...40 МПа. Отже, економічно недоцільно армувати конструкції, до яких ставляться вимоги 1-ї категорії тріщиностійкості, арматурою класів А-I, А-II або А-III. У цьому випадку слід застосовувати напружану 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 (рис. 2.9, б та в). Це конструкції сховищ сипких матеріалів, підкранові балки, мостові конструкції, опори ліній електропередач. Ці конструкції армують напруженою арматурою. Залежно від класу і діаметра напруженої арматури ширина тимчасового розкриття тріщин допускається в межах 0,1...0,2 мм. У цих випадках довговічність конструкцій, визначувана ступенем корозії арматури, не знижується.

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

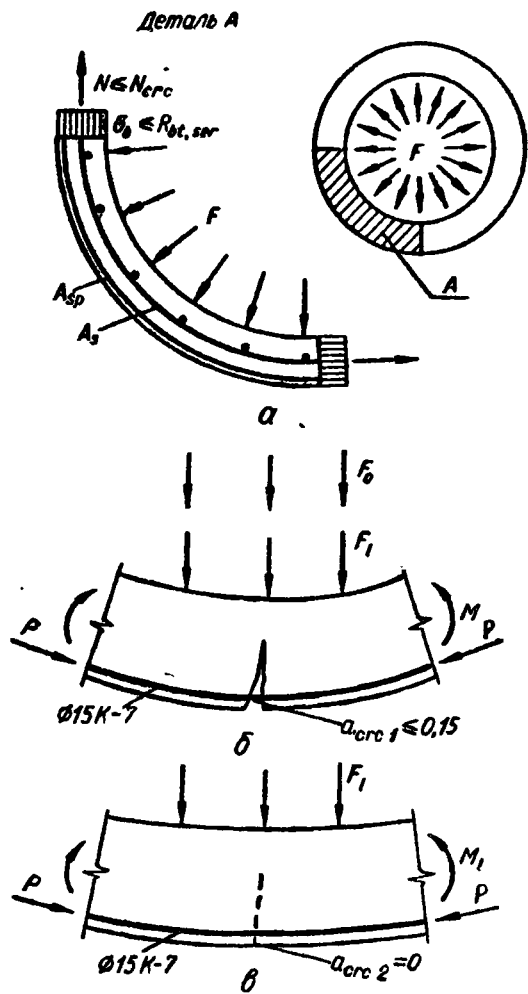
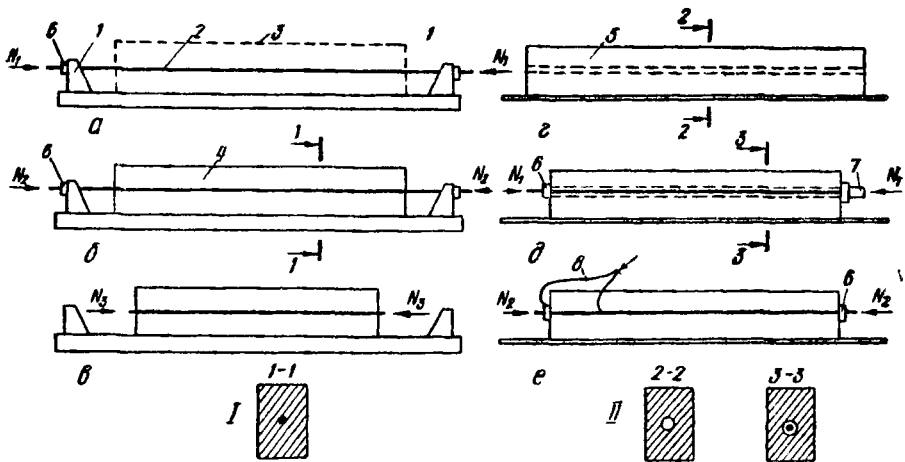


Рис. 2.9. Тріщиностійкість залізобетонних конструкцій:

а — напружений стан у стінці поперечно напруженої напірної труби, яка працює без тріщин; б — розкриття тріщин в елементі, що працює на згинання (до якого ставляться вимоги другої категорії тріщиностійкості), при повному навантаженні; в — закриття тріщини при довгочасному навантаженні



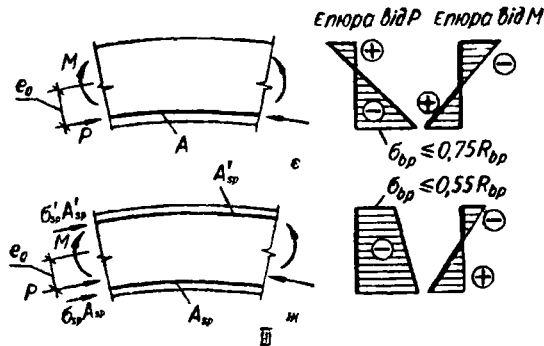
усі конструкції з ненапруженою арматурою, а також попередньо напружені конструкції з стержньовою арматурою. Ширина допустимого розкриття тріщин залежить від умов роботи конструкцій і класу застосованої арматури. У нормах [13] гранично допустима ширина тривалого розкриття тріщин 0,1...0,3 мм, а короточасного — 0,2...0,4 мм.

Категорії вимог щодо тріщиностійкості, що ставляться до конструкцій, визначають залежно від умов експлуатації їх і чутливості арматури до агресивних дій середовища. Наприклад, дрітjana арматура класів В-II та Вр-II більше зазнає корозії, ніж стержньова арматура із сталі класу А-III. Отже, конструкції, армовані різними сталями, можуть мати різні категорії вимог щодо тріщиностійкості. Залежно від напруженого стану елементів і класу застосованої 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 А-III, ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, а до нижнього пояса, армованого дротом Вр-II діаметром 3 мм, — 2-ї категорії.

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

2.7. Попереднє напруження арматури та рівень обтискування бетону

Користуються двома способами виготовлення попередньо напружених конструкцій — з натяганням арматури на упори або на бетон. При першому способі арматуру натягують на металеві форми або упо-



або каналами; б — анкер; 7 — гідравлічний домкрат; 8 — шланг насоса для розчину

ри стіни, а потім укладають бетон (рис. 2.10, а...в), у другому готують залізобетонну конструкцію з каналами чи пазами, в яких розміщують напружену арматуру. Якщо бетон досягне заданої міцності, арматуру натягують на конструкцію, а канали чи пази заповнюють розчином (рис. 2.10, г...е).

Вибір способу натягування арматури залежить від класу сталі, виду і розмірів конструкції, необхідного устаткування і трудомісткості.

Найпростішим, але енергомістким є *електротермічний спосіб* натягування арматури на упори. Суть його полягає в нагріванні арматури електричним струмом, видовженні її на задану величину, закріпленні в нагрітому стані на металевій формі або стінді і напруженні під час остигання. Його широко використовують для натягування стержневої арматури на упори металевих форм при нагріванні до температури 400 °С. Рідше користуються цим методом при натягуванні високоміцного дроту та канатів діаметром до 15 мм.

При *механічному способі* арматуру напружують розтягуванням різними механізмами на проектну величину і закріплюють у розтягнутому стані. Найчастіше використовують гідравлічні, рідше гвинтові домкрати, а також важелі, відтяжки, вантажні пристрої з системою блоків.

Застосовують також комбінований *електротермомеханічний спосіб* натягування, при якому частина зусилля натягування створюється механічним способом. Це дає можливість знизити рівень нагрівання та уникнути відпуску термічно зміцненого дроту.

В результаті обтискування бетону змінюються властивості залізобетонних конструкцій, наприклад їх тріщиностійкість та деформативність. Напруження в бетоні спричиняють розвиток деформацій повзучості, змінюють зростання міцності бетону в часі, впливають на початковий модуль пружності бетону. В окремих випадках напружена арматура у стиснутій від навантаження зоні може знизити міцність конструкцій.

Рис. 2.10. Способи натягування арматури і величина обтискування бетону:

1 — на упори; II — на бетон; III — гранична величина обтискування бетону; а — натягування арматури на упори; б — бетонування; в — передача зусилля обтискування на бетон; г — бетонування конструкції; д — натягування арматури на бетон; е — ін'єкціювання каналів цементним розчином; е — величина обтискування бетону в разі зниження напружень від дії зовнішнього навантаження, жс — те саме, в разі зростання, 1 — упори металеві опалубки або стінди; 2 — напружена арматура; 3 — борт опалубки; 4 — бетон, який укладають після натягування арматури; 5 — конструкція з пазами

Сприятливі і несприятливі впливи напруження арматури проявляються під час виготовлення і зберігання конструкцій, у стадії транспортування, монтажу чи експлуатації. Напружено-деформований стан попередньо напружених конструкцій під впливом усадки і повзучості бетону, релаксації напружень в арматурі постійно змінюється в часі. Тому проектувати попередньо напружені залізобетонні конструкції значно складніше від конструкцій з ненапруженою арматурою. Важливим моментом є вибір величини попереднього напружування арматури.

При механічному способі натягування стержньової та дротяної арматури попереднє напруження σ_{sp} (σ'_{sp}) слід призначати в межах

$$0,32R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,95R_{s,ser}. \quad (2.16)$$

При електротермічному та електротермомеханічному способі натягування

$$0,3R_{s,ser} + p \leq \sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p, \quad (2.17)$$

де p — допустиме відхилення попереднього напруження, МПа.

У цьому випадку враховується істотний вплив довжини натягування стержня l , м, на величину p , яку обчислюють за формулою $p = 30 + 360/l$. Попереднє напруження в арматурі σ_{sp} (σ'_{sp}) вводять у розрахунок з коефіцієнтом точності натягу

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$$

Знак «плюс» приймають у разі несприятливого впливу напруження арматури на роботу конструкції, знак «мінус» — якщо вплив сприятливий.

При механічному способі натягування $\Delta\gamma_{sp}$ приймають за 0,1, а при електротермічному та електротермомеханічному обчислюють за формулою

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{V n_p} \right) \geq 0,1,$$

де n_p — число стержнів напружуваної арматури в перерізі елемента.

Максимальне значення σ_{sp} (σ'_{sp}) обмежується умовою (2.16) або (2.17) у зв'язку з небезпекою обриву арматури від натягування і можливістю розвитку в ній неприпустимих пластичних деформацій.

Мінімальне значення σ_{sp} (σ'_{sp}) приймають, виходячи з умов обмеження ширини розкриття тріщин і можливих втрат попереднього напруження.

Підвищення експлуатаційних якостей попередньо напружених конструкцій багато в чому залежить від розміщення напружуваної арматури в перерізі і від обтискування бетону. Надмірне обтискування бетону в ранньому віці, коли він має великий запас непружних деформацій, може спричинити значні деформації повзучості і збіль-

шення втрат поперечного напруження. При високому рівні обтискування виникає також небезпека утворення і розвитку мікротріщин у бетоні. При надмірному поздовжньому стисканні в бетоні виникають значні поперечні розтяжні напруження, які можуть призвести до утворення поздовжніх тріщин уздовж напруженої арматури. Якщо обтискування бетону недостатнє, то виникають невеликі напруження, які зменшуються в часі, що знижує ефективність попереднього напруження.

Міцність бетону в момент його обтискування R_{br} , яку називають *передаточною міцністю*, звичайно приймають не менш як 50 % міцності взятого класу бетону і не менш як 11...15 МПа. Мінімальні класи бетонів залежно від класу й діаметра напруженої арматури наведено в [13], табл. 8. Наприклад, при арматурі з канатів класу К-7 мінімальний клас бетону — В30, а мінімальна передаточна міцність — 15,5 МПа.

Якщо напруження від обтискування бетону під дією зовнішнього навантаження знижуються або залишаються без змін, то зусилля обтискування обмежують значенням $(0,6...0,95)R_{br}$ (рис. 2.10, *ε*). Це має місце в розтягнутій зоні бетону конструкцій, що згинаються.

Зі збільшенням напруження від обтискування бетону в результаті дії зовнішнього навантаження зусилля обтискування обмежується значенням $(0,45...0,7)R_{br}$. Такий характер зміни напружень спостерігається у стиснутій зоні конструкцій, що згинаються, і в позацентрово стиснутих конструкціях (рис. 2.10, *ж*).

При позацентровому обтискуванні конструкцій в бетоні допускаються напруження вищі, ніж при центральному обтискуванні. В разі натягування арматури на бетон деформації пружного обтискування бетону проявляються в процесі натягування, а тому ступінь обтискування приймають нижчим, ніж у випадку натягування арматури на упори.

Слід зазначити, що при позацентровому обтискуванні конструкції напруженою арматурою розтяжні напруження можуть призвести до утворення початкових тріщин у зонах, стиснутих під дією зовнішнього навантаження, що спричинить зниження тріщиностійкості і збільшення деформативності конструкції в стадії експлуатації.

2.8. Втрати попереднього напруження в напруженій арматурі

Стискувальні напруження в бетоні, спричинені обтискуванням його арматурою, зменшуються в часі у зв'язку з втратами попереднього напруження в напруженій арматурі. Ці втрати можуть досягати 100...300 МПа, у зв'язку з чим для попередньо напружених конструкцій не застосовують арматури з низьким опором розтягуван-

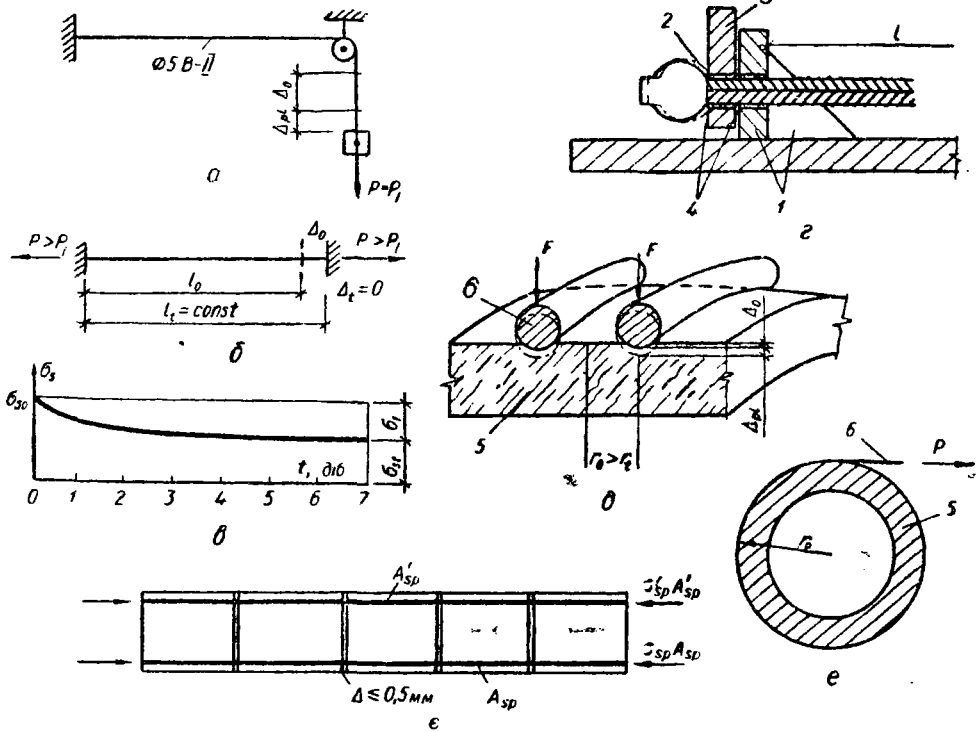


Рис. 2.11. До визначення втрат у напружуваній арматурі:

a — проявлення пластичних деформацій у дрютяній арматурі при вільному видовженні; *b* — те саме, при постійному початковому видовженні; *в* — релаксація напружень у дроті в часі; *г* — змінення висаджених головок під час закріплення арматури в упорах; *д* — занурення вівка кільцевої або спіральної арматури в бетон; *е* — переріз труби; *ж* — додаткові деформації обтискування стиків між збірними блоками; *з* — упор; *и* — головка; *к* — шайба; *л* — зони змінення, *м* — стінка труби; *н* — напружувана спіральна арматура

ню (наприклад, класів А-I...А-III), оскільки втрати можуть повністю погасити попереднє напруження в стержнях.

Втрати попереднього напружування поділяють на перші втрати — $\sigma_{l,1}$ ($\sigma'_{l,1}$), що розвиваються до обтискування і в процесі обтискування бетону, і другі — $\sigma_{l,2}$ ($\sigma'_{l,2}$), які мають місце після обтиснення бетону і розвиваються протягом кількох місяців або років.

Нижченаведені види втрат попереднього напружування зумовлені впливом різних фізико-механічних факторів. Значення втрат визначають за формулами норм ([13], табл. 5).

Втрати σ_1 та σ_7 від релаксації напружень арматури розвиваються протягом 5...7 діб після її натягування.

Високоміцна арматура в результаті її навантажування пружно видовжується на величину Δ_{el} , а потім у ній розвиваються непружні деформації Δ_{pl} (рис. 2.11, *a*) без збільшення навантаження. При

цьому напруження в арматурі залишаються сталими, але довжина збільшується.

Якщо арматура розтягується і закріплюється в нерухомих упорах, як це буває в разі її натягування, пластичні деформації спричиняють зниження напружень в арматурі, що називається *релаксацією напружень* (рис. 2.11, б та в).

Втрати σ_2 від температурного перепаду залежать від різниці температур нагягнутої арматури в зоні нагрівання і пристрою, який сприймає зусилля натягування під час прогрівання бетону. Різницю температур приймають за технологічними даними, при відсутності їх в розрахунок вводять $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.

При нагягуванні арматури на форму внаслідок одночасного нагрівання форми та арматури втрати від перепаду температур дорівнюють нулю.

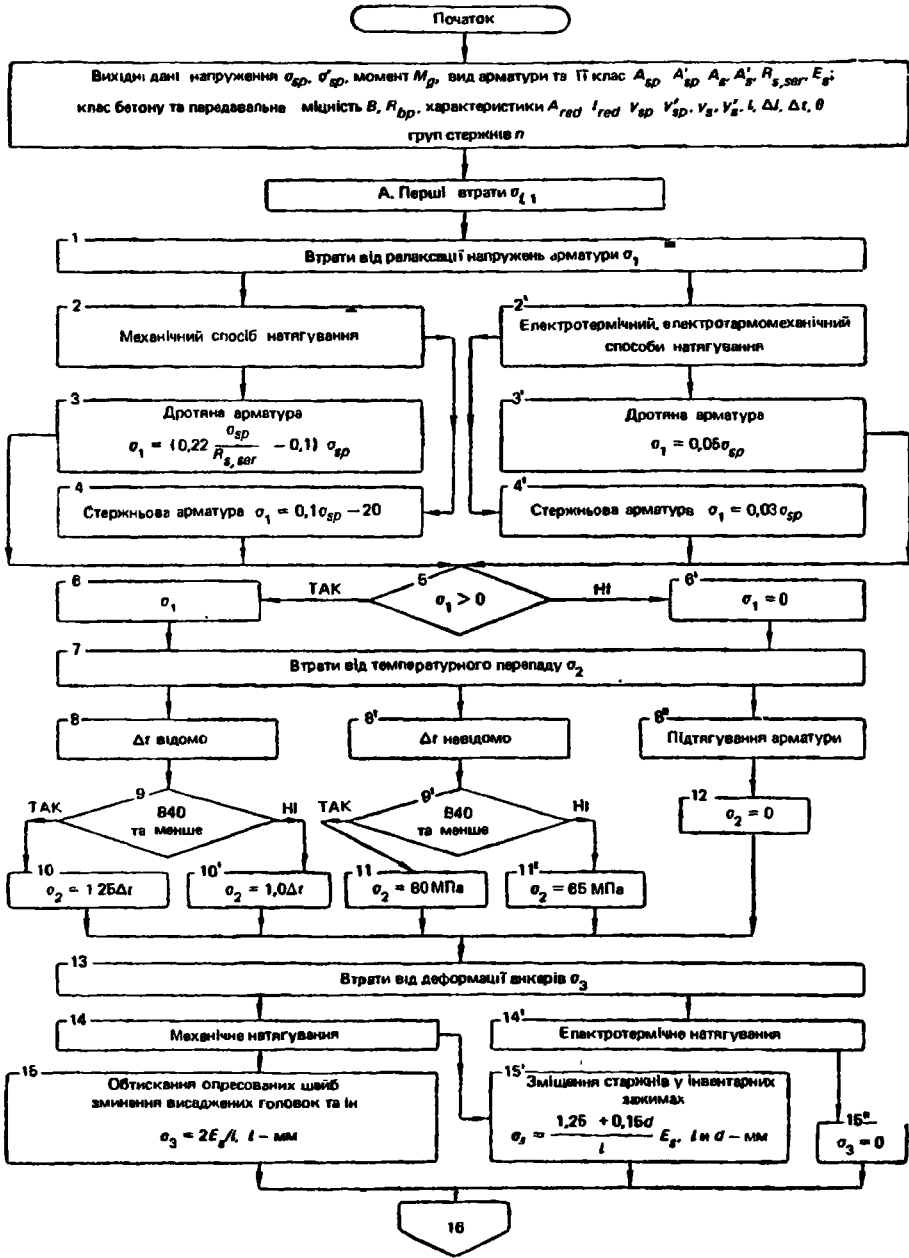
Втрати σ_3 від деформації анкерів, розташованих біля натягувальних пристроїв, залежать від конструкції анкерів і зумовлюються обтискуванням спресованих шайб, зминанням висаджених головок, зміцненням стержнів у затискачах, зминанням шайб і прокладок (рис. 2.11, г). Чим довший напружуваний стержень, тим менша сумарна відносна деформація вкорочення і менші втрати.

Втрати σ_4 від тертя арматури об стінки каналів, поверхню бетону та обгинальні пристрої залежать від шорсткості поверхні бетону, кута перегину арматури або кривизни осі каналу.

Втрати σ_5 від деформації сталльної форми бувають при неодночасному натягуванні арматури на форму. Під час натягування першого стержня сталйна форма пружно стискується на величину Δ_1 . Натягування другого стержня спричиняє додаткове пружне стискування форми на величину Δ_2 , що супроводиться вкороченням першого стержня на цю саму величину, що й визначає втрати напруження. Чим більше стержнів або груп стержнів натягують неодноразом, тим більші втрати в стержнях, натягуваних у першу чергу. Знизити їх можна, збільшуючи натяг перших стержнів або застосувавши повторне натягування. Втрати σ_5 визначають за формулою норм [13] або приймають рівними 30 МПа, якщо на момент проектування немає даних про технологію виготовлення попередньо напруженої конструкції.

Втрати σ_6 від швидконатікаючої повзучості та σ_7 від повзучості бетону спричиняються вкороченням залізобетонного елемента, а отже, і напружуваної арматури. Таке скорочення збільшується при високих напруженнях у бетоні і залежить від їх тривалості. Для точнішого обчислення втрат деформації повзучості поділено на швидконатікаючі і на такі, що розвиваються в часі.

Обчислюючи втрати від повзучості, вважають, що конструкція завантажується зовнішнім навантаженням не раніш ніж через



15 16' 15''

16 Втрати від тертя арматури об обвідні пристрої
$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{\sigma \cdot 0,25\theta} \right)$$

17 Втрати від деформації сталевих форм σ_5

18 Механічні і електротермомеханічні способи натягування

18' Електротермічний спосіб натягування

19 Дані про технологію виготовлення і конструкції форм

20 ϵ

20' Відсутні

21 Натягування домкратом
$$\eta = \frac{n-1}{2n}$$

21' Натягування намотувальною машиною
$$\eta = \frac{n-1}{4n}$$

22
$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_{st}$$

22' $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$

22'' $\sigma_5 = 0$

23 Втрати від швидкоплавності повзучості σ_6

24
$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5$$

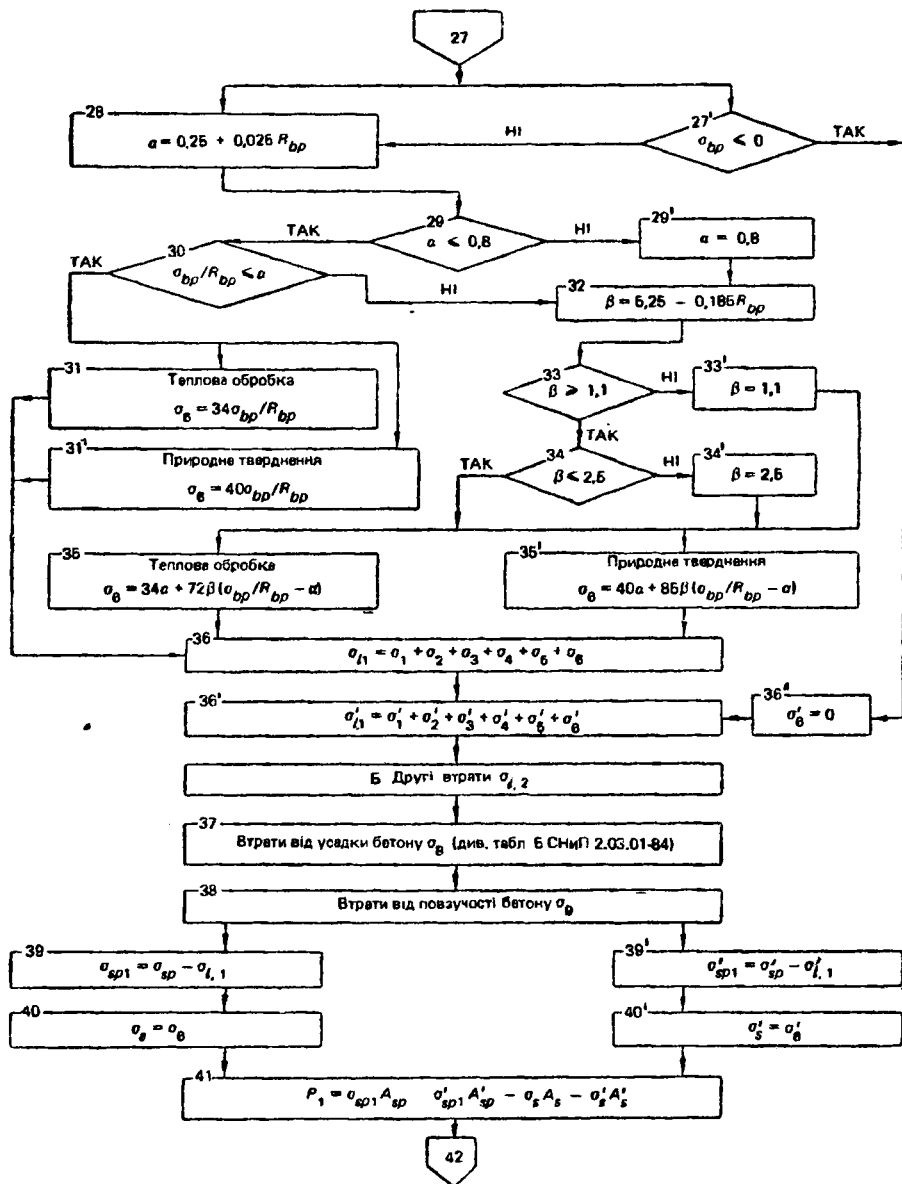
24'
$$\sigma'_{sp1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_1 - \sigma'_2 - \sigma'_3 - \sigma'_4 - \sigma'_5$$

25
$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp}$$

26
$$\sigma_{op} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} \nu_{sp} - \sigma'_{sp1} A'_{sp} \nu'_{sp}}{P}$$

27
$$\sigma_{dp}(\sigma'_{dp}) = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P \sigma_{op} \nu_{sp}}{l_{red}} \pm \frac{M_{fl} \nu_{sp}}{l_{red}}$$

27', 28



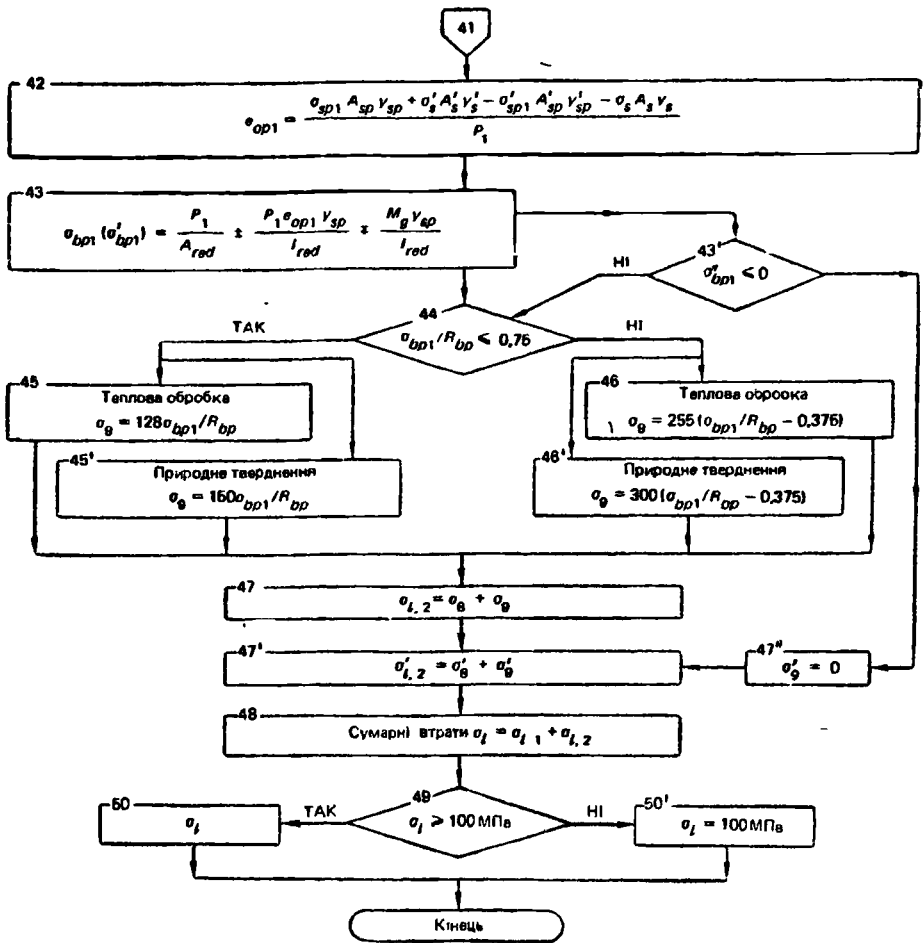


Схема алгоритму 2.1. Визначення втрат попереднього напружування арматури при натягуванні на упори

100 діб після виготовлення. При ранішому завантажуванні деформації повзучості менші і втрати попереднього напружування в арматурі, розташованій у розтягнутій від зовнішнього навантаження зоні, знижуються. Це враховують за допомогою коефіцієнта $\phi_l < 1$, на який множать втрати, обчислені за нормами [13]. В результаті теплової обробки бетону знижуються втрати попереднього напружування.

Втрати σ_8 від усадки бетону мають місце у зв'язку з вкороченням бетону (див. п. 1.8) і напружуваної арматури. При цьому арматура не тільки не чинить опору розвитку цих деформацій, а й сприяє розвитку усадки. Втрати від усадки бетону наведено в нормах [13] залежно від виду та класу бетону, умов його тверднення, способу натягування арматури і вони дорівнюють 30...60 МПа.

Якщо конструкцію завантажити експлуатаційним навантаженням раніш ніж через 100 діб з моменту її виготовлення, то втрати від усадки, прийняті за нормами [13], треба помножити на коефіцієнт $\varphi_1 < 1$. Деформації усадки бетону можуть бути знижені встановленням напруженої арматури і технологічними заходами.

Втрати σ_{10} від зминання бетону під витками спіральної або кільцевої арматури виникають у результаті втискування арматури в бетон, що спричиняє зменшення довжини витка спіралі або кільця і втрати частини попереднього напруження (рис. 2.11, д, е). Ці втрати визначають за емпіричною формулою норм [13], запропонованою КІБІ.

Втрати σ_{11} від деформацій обтискування стиків між блоками виникають у великопрольотних конструкціях, які складають з блоків заводського виготовлення з натягом арматури на бетон (рис. 2.11, е). У цьому випадку розвиваються додаткові деформації за рахунок обтискування стиків, що спричиняє втрати попереднього напруження σ_{11} . Втрати залежать від кількості стиків, довжини напруженої арматури та виду стику. Якщо стики заповнюються бетоном, то обтискування кожного стику приймають за 0,3 мм. У разі стикування насухо деформацію зминання приймають 0,5 мм.

У зв'язку зі складністю точного врахування всіх численних факторів, від яких залежать втрати (оскільки не завжди відомі умови експлуатації проектованої конструкції), для практичних розрахунків у нормах [13] прийнято менш точні, але простіші способи врахування втрат напруження на стадії проектування.

Перші і другі втрати:
у разі натягування на упори

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{I1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6; & \sigma_{I2} &= \sigma_8 + \sigma_9; \\ \sigma_{I1} &= \sigma_3 + \sigma_4; & \sigma_{I2} &= \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}. \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

у разі натягування на бетон

Повні втрати, що їх приймають у розрахунках,

$$\sigma_I = \sigma_{I1} + \sigma_{I2}$$

мають становити не менш як 100 МПа.

У разі натягування арматури на упори втрати визначають за схемою алгоритму 2.1.

Втрати $\sigma'_1 \dots \sigma'_9$ в арматурі A'_{sp} визначають за тими самими формулами, що й для A_{sp} . Напруження в бетоні стиснутої зони σ'_{br} та σ'_{br1} визначають за п. 27 та 43 схеми алгоритму 2.1 при другій комбінації знаків (мінус і плюс).

У разі натягування арматури на бетон втрати визначають за аналогічними формулами. Втрати від релаксації напружень в арма-

турі σ_7 відносять до других втрат. Втрати від перепаду температури σ_2 , від деформацій сталюї форми σ_5 і від швидконапливаючої повзучості σ_6 приймають рівними нулю. В разі потреби враховують додаткові втрати від зминання бетону під витками арматури σ_{10} і від обтискування стиків між блоками σ_{11} .

2.9. Визначення зусилля попереднього обтискування, його ексцентриситету, напружень у бетоні та арматурі

Проектуючи попередньо напружені залізобетонні конструкції, для розрахунків треба знати напруження в арматурі та бетоні для стадій виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації конструкції. Наприклад, у стадії виготовлення при обтискуванні бетону, щоб не допустити його руйнування, напруження в зоні найбільшого обтискування обмежуються. Перевіряється також можливість утворення початкових тріщин при позацентровому обтискуванні в зонах, стиснутих під дією зовнішнього навантаження. У стадії експлуатації перевіряються напруження в бетоні з метою виявлення можливості утворення нормальних і нахилених до осі елемента тріщин, а напруження в арматурі — під час перевірки ширини розкриття їх.

Напруження в бетоні та арматурі обчислюють за формулами опору пружних матеріалів від дії зусиль попереднього обтискування і зовнішнього навантаження.

Зусилля попереднього обтискування бетону. Звичайно обчислюють два види зусиль попереднього обтискування бетону: обтискування з урахуванням перших втрат P_1 і в стадії експлуатації з урахуванням повних втрат попереднього напружування P_2 . Можна також визначити проміжні значення P_i .

Зусилля P_1 або P_2 приймають рівним рівнодійній зусиль у напружуваній і ненапружуваній арматурах (рис. 2.12, а та б), яку визначають із залежності

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s. \quad (2.19)$$

Напруження, що враховуються

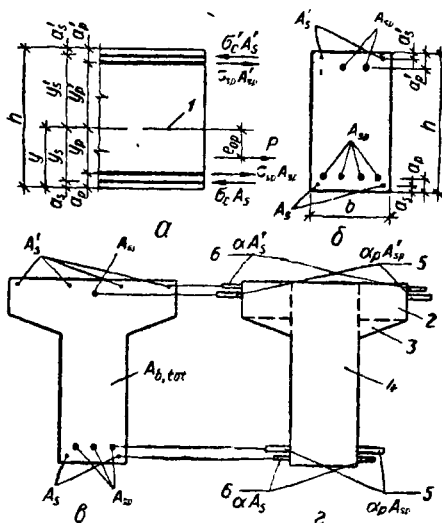


Рис. 2.12. Зусилля обтискування і зведений переріз:

а — схема зусиль, спричинених попереднім напруженням арматури; б — поперечний переріз залізобетонного елемента; в — дійсний переріз залізобетонного елемента; г — те саме, зведений до бетону; 1 — лінія центра ваги зведеного перерізу; 2...4 — елементарні фігури, на які поділено бетонний переріз; 5 — зведена до бетону площа напружуваної арматури; 6 — те саме, ненапружуваної арматури

у визначенні зусилля обтискування P_1 , відповідно для арматури A_{sp} та A'_{sp}

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1}; \quad \sigma'_{sp1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_{l1}$$

Напруження σ_s та σ'_s в ненапружуваній арматурі у цьому випадку дорівнюють втратам від швидконатікаючої повзучості.

Для P_2

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_l; \quad \sigma'_{sp2} = \sigma'_{sp} - \sigma_l$$

Напруження в ненапружуваній арматурі дорівнюють втратам від усадки і повзучості бетону

$$\sigma_s = \sigma_8 + \sigma_8 + \sigma_9; \quad \sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$$

Напруження σ_{sp2} (σ'_{sp2}) визначають з урахуванням коефіцієнта точності натягу арматури γ_{sp} , крім розрахунків на розкриття тріщин і відносно деформацій, коли $\gamma_{sp} = 1$. Якщо ненапружувану арматуру з конструктивних міркувань прийнято діаметром 5...10 мм, то її в розрахунках (2.19) до уваги не беруть.

Напруження σ_{sp1} та σ_{sp2} обчислюють для стадії роботи конструкцій, коли напруження в бетоні від обтискування дорівнюють нулю. Це дає можливість використовувати єдині формули як для розрахунку конструкцій з натягуванням арматури на упори, так і для натягування на бетон.

Ексцентриситет зусилля обтискування P відносно центра ваги зведеного перерізу визначають із умови рівності моментів складових сил і моменту їхньої рівнодійної:

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P}, \quad (2.20)$$

де y_{sp} , y'_{sp} , y_s та y'_s — відстані від центра ваги зведеного перерізу до точок прикладання рівнодійних зусиль в арматурі A_{sp} , A'_{sp} , A_s та A'_s .

Ексцентриситети e_{op1} та e_{op2} визначають при напруженнях в арматурі, прийнятих для обчислення зусиль обтискування відповідно P_1 та P_2 .

Напруження в бетоні та арматурі. При використанні формул опору матеріалів для розрахунку залізобетонних конструкцій вводять поняття про зведений переріз (A_{red}) (рис. 2.12, *в* та *г*), який включає в себе переріз бетону, а також перерізи всієї поздовжньої арматури, помножені на коефіцієнти

$$\alpha_{sp} = E_{sp}/E_b \quad \text{та} \quad \alpha = E_s/E_b,$$

і визначають геометричні характеристики зведеного перерізу.

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A_b + \alpha_{sp}(A_{sp} + A'_{sp}) + \alpha(A_s + A'_s). \quad (2.21)$$

Щоб визначити центр ваги зведеного перерізу, обчислюють статичний момент відносно розтягнутої грані перерізу

$$S_{red} = S_b + \alpha_{sp}A_{sp}a_p + \alpha_{sp}A'_{sp}(h - a_p) + \alpha A_s a_s + \alpha A'_s(h - a_s), \quad (2.22)$$

де S_b — статичний момент бетонного перерізу.

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до розтягнутої грані

$$y_0 = S_{red}/A_{red}. \quad (2.23)$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно його центра ваги

$$I_{red} = I_b + \alpha_{sp}(A_{sp}y_{sp}^2 + A'_{sp}y_{sp}'^2) + \alpha(A_s y_s^2 + A'_s y_s'^2), \quad (2.24)$$

де I_b — момент інерції бетонного перерізу відносно центра ваги зведеного перерізу,

$$I_b = \Sigma [I_i + A_b(y - y_1)^2]. \quad (2.25)$$

Обчислюючи I_b , переріз розчленовують на прості фігури — прямокутники та трикутники. Для прямокутника $I = bh^3/12$; для трикутника $I = bh^3/36$; для круглого перерізу (перерізу отворів) $I = \pi D^4/64$. Момент інерції площі арматури відносно власної осі малий, а тому, як правило, його не враховують.

Напруження в бетоні визначають у перерізах, нормальних до поздовжньої осі елемента. Впливу пластичних деформацій бетону по висоті перерізу не враховують. Зусилля попереднього обтискання P приймають як зовнішню силу. Для елементів, що згинаються, напруження в бетоні від зусилля обтискання P_1 і ваги конструкції

$$\sigma_{b1} = \frac{P_1}{A_{red}} \pm \frac{P_1 e_{op1} y_0}{I_{red}} \mp \frac{M_g y_0}{I_{red}}, \quad (2.26)$$

де y_0 — відстань від центра ваги зведеного перерізу до розглядуваного волокна; M_g — згинальний момент від навантаження, який визначається вагою конструкції.

В умовах експлуатації

$$\sigma_{b2} = \frac{P_2}{A_{red}} \pm \frac{P_2 e_{op2} y_0}{I_{red}} \mp \frac{M y_0}{I_{red}}, \quad (2.27)$$

де M — момент від повного навантаження.

Напруження в арматурі до виникнення тріщин у бетоні

$$\sigma_s = \sigma_{sp2} + \alpha \sigma_{b2}. \quad (2.28)$$

Контрольовані напруження застосовують; при натягуванні арматури на упори

$$\sigma_{coni} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{coni} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4; \quad (2.29)$$

при напруженні на бетон

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_b; \quad \sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \alpha\sigma'_b,$$

де σ_b (σ'_b) — напруження в бетоні, які визначають за формулою (2.26) без урахування ваги конструкції, але з урахуванням перших втрат напруження від зусилля P_1 .

2.10. Залежність напружень в арматурі від висоти стиснутої зони бетону в стадії руйнування

Під час руйнування залізобетонних елементів, армованих сталлями класів А-I, А-II та А-III, напруження в арматурі звичайно досягають фізичної границі текучості при розтяганні або при стисканні, і в розрахунках їх приймають рівними R_s або R_{sc} . У переармованих елементах, що працюють на згинання, у момент руйнування бетону стиснутої зони напруження в розтягнутій арматурі не досягають границі текучості, і в розрахунках приймають $\sigma_s < R_s$. У позацентрово стиснутих елементах при малих ексцентриситетах ($\xi > \xi_R$) у менш напруженій арматурі виникають або розтягувальні, або стискувальні напруження σ_s , які не досягають границі текучості сталі. В зазначених випадках для розрахунку міцності нормальних перерізів необхідно визначити σ_s і, крім двох рівнянь рівноваги, потрібне додакове третє рівняння. За таке приймають залежність напружень в арматурі від висоти стиснутої зони бетону в момент руйнування $\sigma_s = f(\xi)$, де $\xi = x/h_0$ при прямокутній епюрі напружень у бетоні.

За результатами багатьох досліджень встановлено, що деформації арматури ϵ_s та відносна висота стиснутої зони ξ в момент руйнування зв'язані гіперболічною залежністю, яка апроксимується рівнянням

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{b,u}}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \epsilon_{sp}, \quad (2.30)$$

де $\epsilon_{b,u}$ — граничне вкорочення бетону при центральному стискуванні, яке приймають за 0,002 або 0,0025; ϵ_{sp} — деформація арматури при її натягуванні з урахуванням втрат (для звичайних конструкцій $\epsilon_{sp} = 0$); $1,1 = h/h_0$ — відношення висоти перерізу до робочої висоти; $\omega = x/h_0$ — відносна висота стиснутої зони бетону при прямокутній епюрі для випадку, коли приріст деформацій в арматурі (і напружень) дорівнює нулю.

Для обчислення ω використовують спрощену лінійну залежність, яка враховує зв'язок деформативності бетону з його міцністю:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b, \quad (2.31)$$

де $\alpha = 0,85$ для важкого і $\alpha = 0,8$ для легкого бетону.

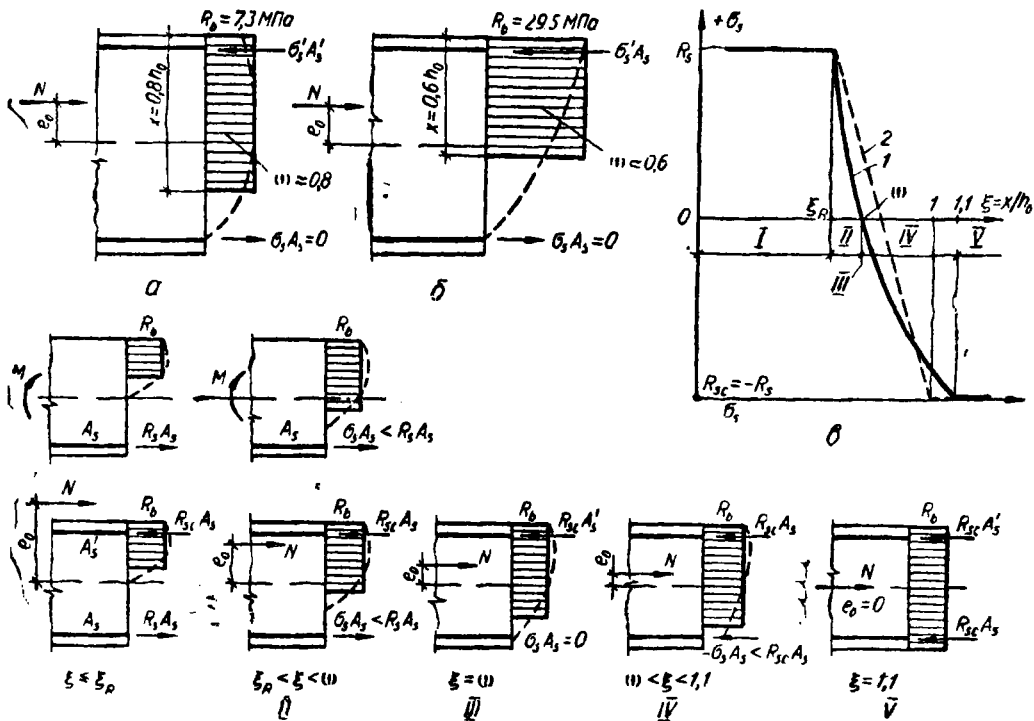


Рис. 2.13. Вплив висоти стиснутої зони бетону на напруження в арматурі:

a — залежність значення коефіцієнта ω від класу бетону при B12,5; *b* — те саме, при B60
e — залежність напружень в арматурі σ_s від відносно висоти стиснутої зони бетону у стадії руйнування елемента; *z* — напружений стан у перерізах елементів, що працюють на згинання і позакентровано стиснутих у стадії руйнування; I...V — випадки напруженого стану перерізу; 1 — залежність за формулою (2.33); 2 — залежність за формулою (2.35)

Величину ω можна трактувати як коефіцієнт повноти фактичної епюри стискувальних напружень у бетоні або як характеристику деформативності бетону стиснутої зони. Зі збільшенням міцності бетону напружень змінюється від майже-прямокутної до трикутної, а деформативність знижується (рис. 2.13, *a* та *b*).

Якщо праву й ліву частини рівняння (2.30) помножити на модуль пружності сталі E_s , то

$$\sigma_s = \frac{\sigma'_e}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp}, \quad (2.32)$$

де

$$\sigma'_e = \varepsilon_{b,u} E_s = R_{sc}; \quad \sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_s.$$

Одержане рівняння справедливе тільки в межах пружної роботи арматури.

Для елементів з ненапруженою арматурою

$$\sigma_s = \frac{R_{sc}}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right). \quad (2.33)$$

Якщо в рівняння (2.33) підставити значення $\sigma_s = R_s$ та $\xi = \xi_R$, то матимемо вираз для визначення граничної висоти стиснутої зони бетону ξ_R , при якій напруження в арматурі досягають границі течучості сталі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + R_s/R_{sc} (1 - \omega/1,1)}. \quad (2.34)$$

Для елементів з бетону класу В30 і нижче, армованих ненапруженою арматурою класів Вр-І, А-І, А-ІІ та А-ІІІ, рекомендується використати спрощену лінійну залежність для напружень $\sigma_s = f(\xi)$ в інтервалі напружень від R_s до $R_{sc} = -R_s$:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (2.35)$$

На рис. 2.13, в наведено графіки залежності $\sigma_s = f(\xi)$, побудовані за формулами (2.33) та (2.35).

Розглянемо можливі випадки напруженого стану, що виникає в нормальних до осі елемента перерізах з ненапруженою арматурою під час руйнування (рис. 2.13, з).

Штриховими лініями показано фактичні епюри напружень у бетоні стиснутої зони, суцільними — розрахункові.

В и п а д о к 1. Цей випадок характеризується відносною висотою $\xi \leq \xi_R$, і напруженням в арматурі A_s , що дорівнює $\sigma_s = R_s$. Такий напружений стан виникає в момент руйнування елементів, що згинаються, із звичайним або максимальним відсотком армування і в позацентрово стиснутих елементах у випадку великих ексцентриситетів (рис. 2.13, з, І), що відповідає ділянці І на графіку (рис. 2.13, в).

В и п а д о к 2. Відносна висота стиснутої зони бетону лежить у межах $\xi_R < \xi < \omega$. Цей напружений стан характерний для переармованих елементів, що працюють на згинання, і позацентрово стиснутих при малих ексцентриситетах. Відповідає ділянці ІІ на графіку (рис. 2.13, в). У розтягнутій арматурі A_s напруження $\sigma_s < R_s$ (рис. 2.13, з, ІІ).

В и п а д о к 3. Відносна висота стиснутої зони бетону $\xi = \omega$. Фактична епюра напружень у бетоні проходить через арматуру A_s , а напруження $\sigma_s = 0$ (точка ІІІ на графіку рис. 2.13, в). Розрахункова епюра — прямокутна вкорочена, а тому $\omega < 1$ (рис. 2.13, з, ІІІ).

В и п а д о к 4. Відносна висота стиснутої зони бетону лежить у межах $\omega < \xi < 1,1$, що характерно для позацентрово стиснутих

елементів при малих ексцентриситетах, і відповідає ділянці IV на графіку (рисунк 2.13, в). Фактична епюра напружень у бетоні криволінійна, близька до трапецуватої, тому напруження в арматурі A_s стискувальне, але $\sigma_s < R_{sc}$ (рис. 2.13, з, IV).

Випадок 5. Весь переріз рівномірно стиснутий, $\xi = 1,1$. Напруження в арматурі A_s досягають границі текучості при стисканні R_{sc} (точка V на графіку рис. 2.13, в). Напружений стан характерний для центрально-стиснутих елементів, а фактична і розрахункова епюра стискувальних напружень у бетоні збігаються (рис. 2.13, з, V).

Як зазначалося вище, формули (2.32) та (2.33) справедливі лише для арматури, яка працює в межах пружності. Стержньова арматура класів Ат-IV...Ат-VII не має фізичної границі текучості. Її умовна границя текучості $\sigma_{0,2} = R_s$ характеризується залишковими деформаціями $\epsilon_{pl} = 0,002$ (0,2 %). Тому в залежність (2.32) вводять нові деформації, які умовно вважають пружними, і умовні напруження в арматурі σ_ϵ , що відповідають їм. Збільшення умовного напруження на $\Delta\sigma_\epsilon$ відповідає залишковій деформації сталі $\epsilon_{pl} = 0,002$ при напруженнях, які дорівнюють умовній границі текучості $\sigma_{0,2}$ (рис. 2.14, а).

Тоді

$$\Delta\sigma_\epsilon = \epsilon_{pl} E_s = 0,002 \cdot 20\,000 = 400 \text{ МПа.}$$

Крім того, застосовуючи арматуру класів А-IV...Ат-VII і високий рівень їх попереднього напружування ($\sigma_{sp} > 0,8R_s$), у деяких випадках враховують і непружні деформації розтягнутої арматури, що виникають при натягуванні арматури.

Введемо такі позначення величин для залізобетонних елементів, армованих попередньо напружуваною або ненапружуваною арматурою будь-якого класу:

$\sigma_{sc,\mu}$ — граничні напруження в арматурі стиснутої зони, які становлять 400 МПа при $\gamma_{b2} = 1$ і 500 МПа при $\gamma_{b2} = 0,9$;

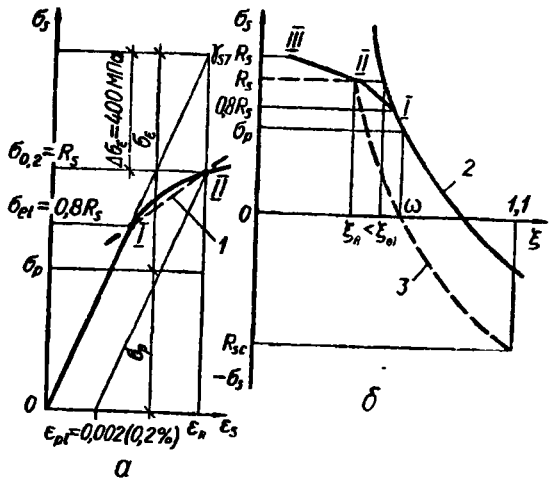


Рис. 2.14. Напруження в арматурі:

а — визначення умовного напруження σ_ϵ в арматурі, яка не має фізичної границі текучості (I — II — зона розвитку пластичних деформацій); б — залежність напружень у напружуваній арматурі A_{sp} від відносної висоти стиснутої зони бетону в стадії руйнування (I — II — зона розвитку пластичних деформацій; II — III — зона врахування підвищених напружень $\gamma_{s7} R_s$); 1 — лінійна залежність за формулою (2.38); 2 — попередньо напружувана арматура; 3 — те саме, ненапружувана

σ_{sR} — умовні напруження в розтягнутій арматурі, які в загальному випадку дорівнюють

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}, \quad (2.36)$$

де σ_{sp} обчислюють з урахуванням $\gamma < 1$.

Напруження $\Delta\sigma_{sp}$ від непружних попередніх деформацій напруженої гарячекатаної і термічно зміцненої арматури обчислюють за емпіричною залежністю

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp1}/R_s - 1200 \geq 0 \quad (2.37)$$

при $\sigma_{sp}/R_s < 0,8$ або неавтоматизованому електротермічному способі натягування арматури, при інших способах натягування, а також для дротяної арматури Вр-II, В-II і канатів К-7 та К-19 $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

Якщо ненапружена арматура не має фізичної границі текучості, то $\sigma_{sR} = R_s + 400$; для сталей класів А-I...А-III та Вр-I $\sigma_{sR} = R_s$.

З урахуванням прийнятих вище позначень формула (2.34) для визначення граничного значення стиснутої зони набуває вигляду

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} (1 - \omega/1,1)} \quad (2.38)$$

В елементах, які працюють на згинання, армованих сталлю з фізичною границею текучості, в момент зруйнування бетону стиснутої вони розтягнута арматура при $\xi \leq \xi_R$ досягає напружень $\sigma_s = R_s$. Якщо застосовано арматуру, яка не має фізичної границі текучості, то напруження в розтягнутій арматурі в момент зруйнування стиснутого бетону залежать від деформативності бетону і можуть значно перевищувати умовну границю текучості, наближаючись до границі міцності сталі. Гранична деформативність бетону при стисканні і пов'язана з нею деформативність розтягнутої арматури залежать від коефіцієнта армування, який характеризується величиною $\xi = x/h_0$, граничної величини ξ_R і деформативних властивостей сталі.

Норми [13] рекомендують враховувати в розрахунках перевищення напружень $\sigma_s > R_s$, помножуючи розрахунковий опір арматури R_s на коефіцієнт умов роботи γ_{s6} :

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta, \quad (2.39)$$

де η — граничне значення коефіцієнта γ_{s6} , яке залежно від класу сталі приймають рівним: для сталі класів А-IV, Ат-IVC — 1,2; для А-V, Ат-V, В-II, Вр-II, К-7, К-19 — 1,15; для А-VI, Ат-VI, Ат-VIII — 1,1.

При наявності зварних стиків арматури класів А-IV та А-V у зоні дії моментів, що перевищують 90 % найбільшого розрахункового

значення, коефіцієнт γ_{s6} має дорівнювати не більш як 1,1, а класів А-VI та Ат-VII — не більш як 1,05.

Коефіцієнт γ_{s6} не враховують у розрахунку елементів, які працюють в агресивному середовищі, під дією багаторазово повторюваного навантаження, а також у разі армування їх високоміцним дротом, розташованим щільно (без зазорів).

Застосування попереднього напружування арматури поліпшує роботу переармованих елементів, що працюють на згинання, і позацентрово стиснутих при малих ексцентриситетах. Збільшується також значення ξ_R , що дає можливість підвищити несучу здатність перерізу (рис. 2.14, б). Найбільше (до 20 %) підвищується несуча здатність позацентрово стиснутих елементів.

Контрольні запитання

1. Чому необхідно використовувати експериментальні дані в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій?
2. Чим відрізняється пластичний шарнір від статичного?
3. Назвіть стадії напружено-деформованого стану під час згинання.
4. В основу яких розрахунків покладено вищезазначені стадії?
5. Назвіть причини утворення тріщин і способи підвищення тріщиностійкості.
6. Що таке зведений переріз?
7. Що таке граничний стан конструкції? Скільки існує груп граничних станів?
8. Як визначають нормативні і розрахункові навантаження?
9. Що враховують коефіцієнти надійності відносно навантаження?
10. Як визначають нормативні і розрахункові характеристики міцності бетону та арматури?
11. Що враховують коефіцієнти умов роботи бетону та арматури?
12. Які величини визначають у розрахунках конструкції за першою і другою групами граничних станів?
13. На які категорії поділено вимоги до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій?
14. Для чого напружують арматуру в залізобетонних конструкціях?
15. Назвіть два способи виготовлення попередньо напружених конструкцій, які різняться способом натягування арматури. Коли їх застосовують?
16. Назвіть способи натягування арматури і застосовувані механізми.
17. Як бувають втрати попереднього напружування в напружуваній арматурі?
18. Які формули використовують, щоб визначити зусилля обтискування бетону та його ексцентриситет?
19. Як залежать напруження в арматурі від висоти стиснутої зони бетону?
20. Що відбиває коефіцієнт ω і від чого він залежить?
21. Як визначають величину ξ_R ? Що вона характеризує?
22. Як враховують у розрахунках деформативність арматури, що має фізичну або умовну границю текучості?

Розділ 3 ЦЕНТРАЛЬНО-РОЗТЯГНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

3.1. Конструктивні особливості

В разі центрального розтягання напрям розтягувальної сили N збігається з поздовжньою віссю елемента. В умовах центрального розтягання перебувають стягелі арок, нижні пояси і додільні косці ферм, стінки круглих у плані резервуарів, які зазнають тиску рідин p (рис. 3.1, *a*) і деякі інші конструктивні елементи.

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

Під час виготовлення елементів розтягнутих конструкцій використовують натягування як на упори, так і на бетон і застосовують усі види армування: дротяне, пучками, канатами та стержнями. Основні принципи конструювання, викладені в розд. 1, стосуються також і центрально-розтягнутих елементів. По довжині стержнюву

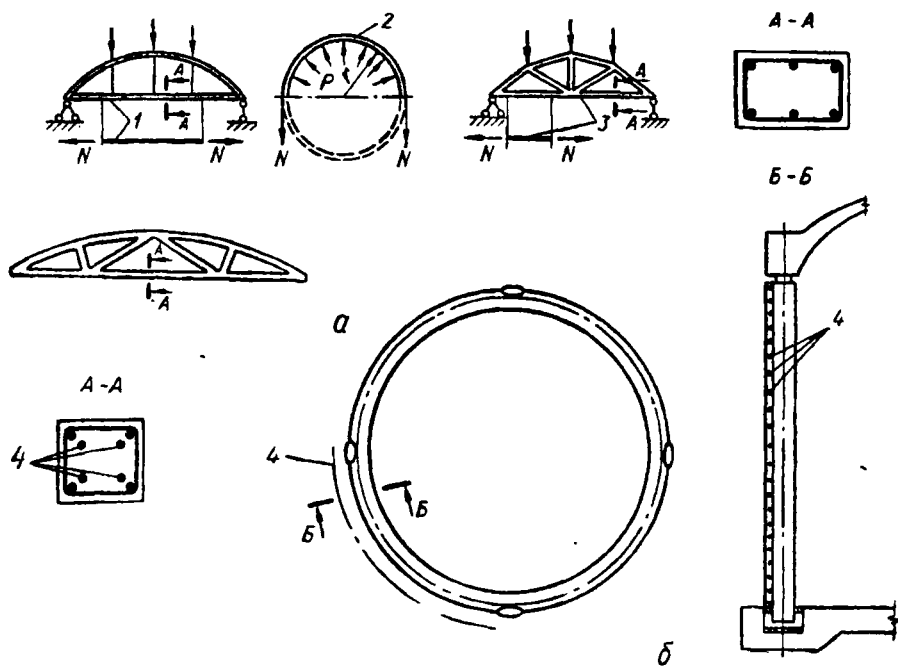


Рис. 3.1. Центрально-розтягнуті елементи конструкцій:

a — робота елементів на центральне розтягання; *б* — попередньо напружені елементи, 1 — стягелі арок; 2 — стінка резервуара, 3 — нижній пояс ферми; 4 — напружувана арматура

ненапружувану арматуру з'єднують, як правило, на зварюванні. Стики внапусток без зварювання допускаються лише у плитних та стінових конструкціях. Розтягнуту попередньо напружену арматуру (стержні, пучки, арматурні канати) в лінійних елементах (стягелі арок, нижні пояси ферм) виконують без стиків. У поперечному перерізі елемента таку арматуру розміщують симетрично (рис. 3.1, а), щоб запобігти позацентровому 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 ненапружуваної поздовжньої арматури (рис. 3.1, б), розташовуваної 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).

Поперечне армування виконують у вигляді стержнів або хомутих діаметром 5...6 мм, встановлюваних з кроком 500 мм.

Перерізи розтягнутих елементів приймають круглими, квадратними, прямокутними з симетричним армуванням по периметру або по всій площі перерізу.

Докладніші відомості щодо конструювання центрально-розтягнутих елементів наведено в нормативній [19, 20] та довідковій [34, 35] літературі.

3.2. Послідовність зміни напружень в елементі до і після завантаження зовнішнім навантаженням

У разі центрального розтягання попередньо напруженого елемента проявляються три стадії напружено-деформованого стану: стадія I — до утворення тріщин у бетоні; стадія II — після утворення; стадія III — руйнування.

Послідовність настання стадій напруженого стану під час виготовлення та експлуатації попередньо напружених елементів показано на рис. 3.2.

У разі натягування арматури на упори її укладають у форму і напружують на величину початкового контрольованого напруження $\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4$ (стан 1). Потім елемент бетонують і видержують у формі, поки бетон набуде необхідної міцності. У цей час проявляються перші втрати σ_{l1} в основній їхній частині (стан 2). Після зняття з упорів форм і відпуску натягу арматури бетон завдяки зчепленню матеріалів обтискується і розвиваються деформації швидконапливаючої повзучості. В результаті проявляються втрати σ_6 (стан 3).

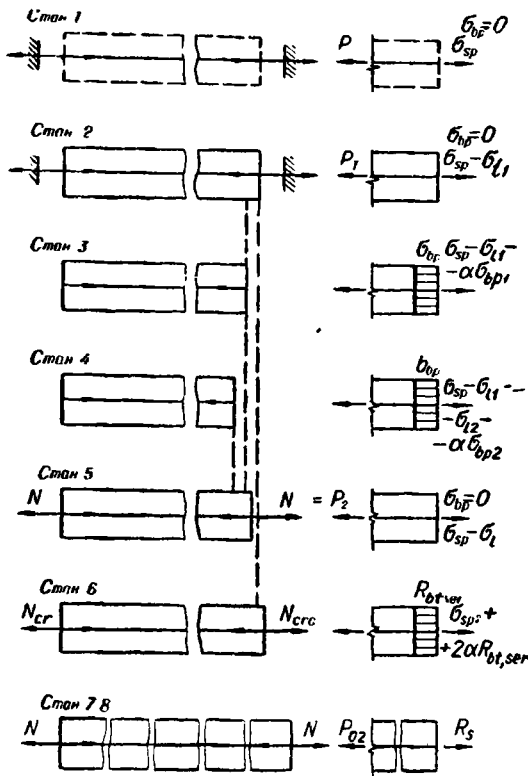


Рис. 3.2. Послідовність зміни напружень у попередньо напруженому центрально-розтягнутому елементі при натягуванні арматури на упори

повідляє закінченню стадії I. При цьому напруження в напружуваній розтягнутій арматурі

$$\sigma_{sp2} = 2\alpha R_{bt,ser}.$$

Отже, у попередньо напружених конструкціях напруження в арматурі збільшується на величину $(\sigma_{sp} - \sigma_i)$ порівняно з ненапруженою конструкцією, що зумовлює підвищену тріщиностійкість попередньо напруженого елемента.

Після утворення тріщин (стадія II) розтягувальне зусилля сприймається арматурою і в міру збільшення навантаження тріщини розкриваються (стан 7). У разі більшого збільшення навантаження напруження в арматурі досягає граничного значення (стан 8). Елемент руйнується — настає стадія III.

При натягуванні на бетон спостерігається сім напружених станів. Їх послідовність аналогічна послідовності натягування на упори. Відмінність у період виготовлення і до завантаження

Попередні напруження в арматурі з урахуванням пружного обтискування бетону

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{i1} - \alpha \sigma_{bt1}.$$

З часом проявляються другі втрати σ_{i2} і відповідно зменшуються пружні напруження в бетону (стан 4). Тоді попередні напруження в арматурі з урахуванням повних втрат і пружного обтискування бетону

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_i - \alpha \sigma_{bt2}.$$

Після навантаження елемента зростаючим зовнішнім навантаженням попереднє обтискування бетону погашається (стан 5) і при $\alpha_{bp} = 0$ напруження в арматурі

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{i1} - \sigma_{i2}.$$

Зі збільшенням зовнішнього навантаження розтягувальні напруження в бетону досягають граничного значення $R_{bt,ser}$ (стан 6), що від-

елемента зовнішнім навантаженням полягає в тому, що початкове контрольоване напруження арматури визначають з урахуванням обтискування бетону.

3.3. Розрахунок на міцність

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

$$N \leq N_u = \eta R_s A_{sp,tot} + R_s A_{s,tot}, \quad (3.1)$$

де N — розтягувальне зусилля від розрахункових навантажень; η — коефіцієнт, що враховує вид високоміцної арматури (див. п. 2.10); $A_{sp,tot}$ та $A_{s,tot}$ — площі перерізу всієї поздовжньої напружуваної і ненапружуваної арматури; R_s — розрахунковий опір кожного виду арматури.

При напружуваній арматурі без анкерів перевіряється міцність перерізів елементів у межах довжини зони передавання напружень. Розрахунковий опір арматури R_s знижується множенням на коефіцієнт умови роботи

$$\gamma_{s5} = l_x / l_p,$$

де l_x — відстань від початку зони передавання напружень до розглядуваного перерізу арматури в межах цієї зони; l_p — повна довжина зони передавання напружень, встановлювана за вказівками п. 1.7.

Для ненапружуваної арматури

$$\gamma_{s5} = l_x / l_{an},$$

де l_{an} — зона анкерування арматури (див. п. 1.6).

3.4. Розрахунок на утворення тріщин

Тріщиностійкість центрально-розтягнутого елемента (стадія I) виражається умовою

$$N \leq N_{crc}, \quad (3.2)$$

де N — зусилля від зовнішніх навантажень; N_{crc} — внутрішнє зусилля в перерізі перед утворенням тріщин, яке визначають за напруженнями, що виникають у матеріалах до утворення тріщин,

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2\alpha_{sp} A_{sp,tot} + 2\alpha A_{s,tot}) + P, \quad (3.3)$$

де $R_{bt,ser}$ — розрахунковий опір бетону осьовому розтяганню для граничних станів другої групи; A — площа перерізу елемента; $\alpha = E_s / E_b$; P — зусилля попереднього обтискування, що визначається за формулою (2.19) для розглядуваної стадії роботи.

В елементах без попереднього напруження зусилля P є розтягувальним у зв'язку з усадочними деформаціями бетону, які прискорюють появу тріщин:

$$P = \sigma_{shr} A_{s, tol},$$

де σ_{shr} — напруження в арматурі від усадки бетону, $\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} E_s$, причому ε_{shr} — деформації усадки бетону в залізобетонних конструкціях (див. параграф 1.2).

Значення σ_{shr} можна приймати чисельно рівним втратам від усадки ([13], табл. 5).

У попередньо напружених конструкціях внаслідок втрат від усадки бетону знижуються напруження в арматурі A_{sp} і виникають стисні напруження в арматурі A_s . Це також веде до зниження тріщиностійкості перерізів.

3.5. Розрахунок на розкриття і закриття тріщин

На розкриття тріщин розраховують конструкції, до яких ставляться вимоги 2-ї та 3-ї категорії тріщиностійкості. У перших допускається нетривале розкриття, у других — як нетривале, так і тривале. Розрахунок виконують при коефіцієнті надійності щодо навантаження $\gamma_f = 1$.

3.5.1. Відстань між тріщинами. Тріщини в розтягнутому елементі виникають у певній послідовності і, як показують досліди, в кінцевій стадії розташовуються приблизно рівномірно по всій довжині елемента. Внаслідок неоднорідності бетону перші тріщини виникають у найслабших місцях. З появою тріщини бетон у цьому місці виключається з роботи і розтягувальне зусилля передається на арматуру. При цьому природи напруження в арматурі у межах тріщини зростають до величини $\sigma_{s, crc}$. У міру віддалення від країв виниклої тріщини розтягувальне напруження в бетоні

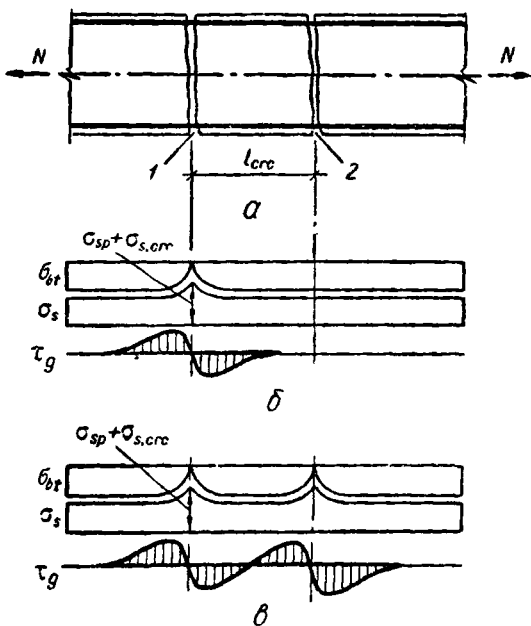


Рис. 3.3 Напружений стан центрально-розтягнутого елемента під час утворення тріщин:

a — утворення тріщин; b — епюри σ_s , σ_{bt} та τ_g після появи першої тріщини; b — те саме, після появи другої тріщини; 1 — перша тріщина; 2 — друга тріщина

збільшується і на певній відстані досягає величини $\sigma_{bt,ser}$, а напруження в арматурі зменшуються до величини $\sigma_s = 2\alpha R_{bt,ser}$. У цьому перерізі утворюється чергова тріщина (рис. 3.3). Відстань між тріщинами l_{crc} визначають з умови, що різниця зусиль в арматурі і перерізі з першою тріщиною і в перерізі, де має утворитись суміжна тріщина, зрівноважуються силами зчеплення арматури з бетоном на цій ділянці:

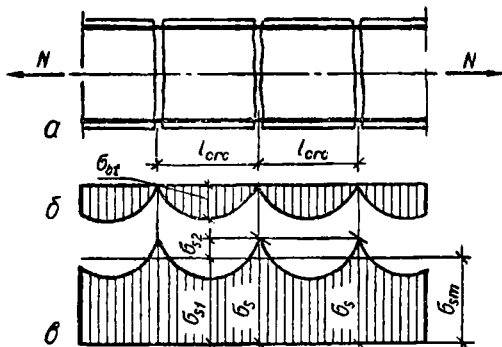


Рис. 3.4. Напружений стан центрально-розтягнутого елемента після утворення тріщин: а — утворення тріщин; б — епюра σ_{U_i} ; в — епюра σ_s

$$(\sigma_{sp2} + \sigma_{s,crc}) A_{sp} - (\sigma_{sp2} + 2\alpha R_{bt,ser}) A_{sp} = \tau_g u l_{crc} \omega, \quad (3.4)$$

де $\sigma_{s,crc}$ — напруження в арматурі в перерізі з тріщиною в момент її появи; τ_g — максимальне напруження зчеплення арматури з бетоном; ω — коефіцієнт повноти епюри зчеплення:

$$\sigma_{s,crc} = \frac{N - P_2}{A_{sp}} = \frac{R_{bt,ser} A_{bc}}{A_{sp}} + 2\alpha R_{bt,ser}. \quad (3.5)$$

З формули (3.4) з урахуванням (3.5)

$$R_{bt,ser} A_{bc} = \tau_g u l_{crc} \omega, \quad (3.6)$$

звідси відстань між тріщинами

$$l_{crc} = \frac{R_{bt,ser} A_{bc}}{\tau_g u \omega}. \quad (3.7)$$

Якщо позначити

$$\frac{R_{bt,ser}}{\tau_g \omega} = \eta; \quad \frac{A_{sp}}{u} = p; \quad \frac{A_{sp}}{A_{bc}} = \mu,$$

то

$$l_{crc} = \frac{p}{\mu} \eta. \quad (3.8)$$

На підставі дослідних даних коефіцієнт η , який враховує вид і профіль арматури, приймають для стержнів періодичного профілю 0,7; для високоміцного дроту класів Вр-I, Вр-II та канатів — 0,9; для дроту класу В-II — 1,25; для гладких стержнів — 1.

Відстань між тріщинами l_{crc} в елементах без попереднього напруження визначають за формулою (3.8), але замість площі перерізу напружуваної арматури — A_{sp} приймають арматуру A_s .

3.5.2. Коефіцієнт ψ_s . У стадії II (після утворення тріщин у бетоні) розтягання чинить опір: у перерізі з тріщиною — арматура, а на ділянці між тріщинами — бетон та арматура (рис. 3.4).

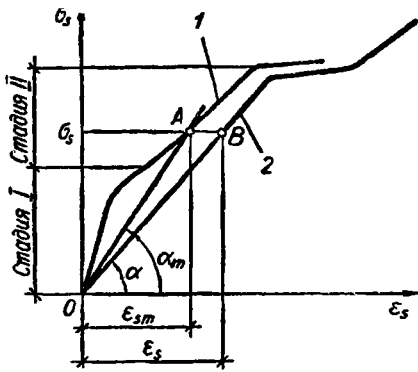


Рис. 3.5. Залежність $\sigma_s - \varepsilon_s$ при розтяганні залізобетонного елемента:
1 — деформації арматури в бетоні; 2 — вільні деформації арматурної сталі

роботу розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами.

Залежність $\sigma - \varepsilon$ під час розтягання залізобетонного елемента зображено на рис. 3.5.

На ділянці між тріщинами

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\psi_s} E_s = \varepsilon_{sm} E_{sm}, \quad (3.10)$$

де

$$E_{sm} = E_s / \psi_s. \quad (3.11)$$

Середній модуль пружності розтягнутої арматури з урахуванням роботи на розтягання бетону між тріщинами E_{sm} виражається тангенсом кута нахилу січної в точці із заданим напруженням σ_s :

$$E_{sm} = \sigma_s / \varepsilon_{sm} = \operatorname{tg} \alpha_m. \quad (3.12)$$

У перерізі з тріщиною, де стальна арматура деформується вільно, залежність $\sigma - \varepsilon$ лінійна:

$$E_s = \sigma_s / \varepsilon_s = \operatorname{tg} \alpha. \quad (3.13)$$

Коефіцієнт ψ_s змінюється від можливого мінімуму під час утворення тріщини до значення, близького до одиниці, під час збільшення напруження в арматурі, порушення зчеплення її з бетоном і тривалого прикладання навантаження. При багаторазово повторюваних навантаженнях коефіцієнт ψ_s наближається до одиниці.

Для центрально-розтягнутих елементів без попереднього напруження арматури

$$\psi_s = 1 - \omega \chi \frac{N_{b,crc}}{N}, \quad (3.14)$$

де $N_{b,crc}$ — зусилля, яке сприймає бетон на момент появи тріщин,

$$N_{b,crc} = R_{bt,ser} A_{bc}. \quad (3.15)$$

На ділянках між тріщинами завдовжки l_{crc} зчеплення арматури з бетоном не порушується. В міру віддалення від країв тріщини розтягувальні напруження в бетоні σ_{bt} збільшуються, а в арматурі спостерігається зворотне явище: у перерізі з тріщиною напруження σ_s досягає максимального значення, а в міру віддалення від країв тріщини воно зменшується. Отже, середні деформації $\varepsilon_{sm} < \varepsilon_s$ і середні напруження $\sigma_{sm} < \sigma_s$.

Тоді

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s; \quad \sigma_{sm} = \psi_s \sigma_s, \quad (3.9)$$

де ψ_s — коефіцієнт, що враховує ро-

Якщо відношення $N_{b,crc}/N > 1$, то його приймають за 1, а коефіцієнт $\psi_s = 1 - \omega\chi$. Тут $\omega\chi = 0,7$ в разі короткочасної дії навантаження і $\omega\chi = 0,35$ у разі довгочасної дії.

У попередньо напружених елементах бетон починає працювати на розтягання лише після погашення зовнішнім зусиллям N зусилля обтискування P , тому значення ψ_s визначають з умов:

$$\psi_s = 1 - 0,7 \frac{N_{b,crc}}{N - P_2}; \quad (3.16)$$

$$\psi_s = 1 - 0,35 \frac{N_{b,crc}}{N - P_2}. \quad (3.17)$$

Якщо значення $\frac{N_{b,crc}}{N - P_2} > 1$, то в розрахункових формулах його приймають за одиницю, а коефіцієнт $\psi_s = 1 - \omega\chi$.

3.5.3. Напруження в розтягнутій арматурі. Приріст напружень в розтягнутій арматурі σ_s під час транспортування, монтажу та експлуатації розтягнутих елементів визначають за формулою

$$\sigma_s = \frac{N - P_2}{A_{sp,tot} + A_{s,tot}}. \quad (3.18)$$

Для конструкцій без попередньо напруженої арматури напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною

$$\sigma_s = N/A_{s,tot}. \quad (3.19)$$

3.5.4. Розрахунок на розкриття тріщин. У централь-розтягнутих елементах після утворення тріщин зі збільшенням навантаження вони розкриваються (стадія II).

Середню ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначають із умови, що сума видовження розтягнутого бетону на ділянці між тріщинами і ширини тріщини дорівнює видовженню арматури на ділянці між тріщинами l_{crc} :

$$a_{crc,m} = \epsilon_{sm} l_{crc} - \epsilon_{bt} l_{crc}.$$

Видовженнями розтягнутого бетону нехтують як малою величиною. Тоді видовження арматури визначають через середні відносні деформації ϵ_{sm} на ділянці між тріщинами l_{crc} (див. рис. 3.5):

$$a_{crc,m} = \epsilon_{sm} l_{crc}.$$

З урахуванням залежності (3.9) середня ширина розкриття тріщин на рівні осі розтягнутої арматури

$$a_{crc,m} = \psi_s \epsilon_s l_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc}. \quad (3.20)$$

З формули (3.20) випливає, що ширина розкриття тріщин залежить від відстані між ними l_{crc} . Проте численні експерименти пока-

зують, що формулою (3.20) не визначається найнебезпечніша для роботи конструкції максимальна ширина розкриття тріщин, оскільки внаслідок неоднорідності структури бетону відношення $a_{crc, \max}/a_{crc, m}$ змінюється від 1,5 до 1,8.

Тому норми [13] рекомендують визначати максимальну ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, на рівні осі розтягнутої арматури за емпіричною формулою

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d}, \quad (3.21)$$

де $\delta = 1,2$ при $P < N$; φ_l — коефіцієнт, який приймають рівним: при короткочасних навантаженнях і нетривалій дії постійних та довгочасних навантажень — 1; при багаторазово повторюваних навантаженнях, а також тривалій дії постійних та довгочасних навантажень для конструкцій з бетону:

важкого:

природної вологості $\varphi_l = 1,6 \dots 1,5\bar{\mu}$, але не менш як 1,3;

у водонасиченому стані — 1,2;

при навперемінному водонасиченні та висушуванні — 1,75;

дрібнозернистого — 1,5...2;

легкого — 1,5;

значення φ_l для дрібнозернистого та легкого бетонів у водонасиченому стані слід помножувати на 0,8, а при навперемінному водонасиченні та висушуванні — на 1,2;

η — коефіцієнт, який приймають рівним для арматури класів А-III, А-IV, А-V та А-VI — 1; Вр-II, К-7 та К-19 — 1,2; В-II — 1,4;

σ_s — приріст напружень у стержнях арматури від дії зовнішнього навантаження; $\bar{\mu}$ — коефіцієнт армування перерізу, який в розрахунку приймають за

$\bar{\mu} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh} \leq 0,02$; d — діаметр розтягнутої арматури, мм; при різних діаметрах стержнів,

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \dots + n_k d_k},$$

d_1, \dots, d_k — діаметри стержнів; n_1, \dots, n_k — число стержнів з діаметрами відповідно d_1, \dots, d_k .

Для елементів, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 2-ї категорії, ширину розкриття тріщин визначають залежно від сумарної нетривалої дії постійних, довго- та короткочасних навантажень при коефіцієнтах $\varphi_l = \varphi_{II} = 1$.

Для елементів, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії, ширину тривалого розкриття тріщин визначають залежно від дії постійних і довгочасних навантажень при коефіцієнті $\varphi_l > 1$. Ширину нетривалого розкриття тріщин від постійних і довгочасних

навантажень обчислюють при коефіцієнті $\varphi_l = 1$ за формулою

$$a_{crc} = a_{crc,l} \left(1 + \frac{\sigma_s / \sigma_{sl} - 1}{\varphi_l} \right), \quad (3.22)$$

де $a_{crc,l}$ — ширина тривалого розкриття тріщин від дії постійних та довгочасних навантажень; $\varphi_l > 1$ (див. формулу (3.21)); σ_{sl} та σ_s визначають за формулами (3.18) та (3.19) залежно відповідно від постійних та довгочасних навантажень і від усіх навантажень.

Значення граничної ширини розкриття тріщин та порядок врахування довгочасності навантажень наведено в розд. 2.

Порядок розрахунку на міцність, утворення та розкриття тріщин у конструкціях, до яких ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, наведено на схемі алгоритму 3 (171, дод. 4).

3.5.5. Розрахунок на закриття тріщин. Розрахунок на закриття тріщин виконують для зон елементів, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 2-ї категорії, якщо в цих елементах утворюються тріщини від дії постійних, довго- та короткочасних навантажень з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f > 1$. Найнебезпечніше для корозії арматури довгочасне розкриття тріщин. Після зняття короткочасного навантаження вони закриті лише за умови, що арматура працює пружно, а необоротні деформації не виникають.

Для надійного закриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента при дії постійних і довгочасних навантажень, мають забезпечуватись такі вимоги:

переріз елемента з тріщинами, які утворились від дії постійних довго- та короткочасних навантажень, має залишатись обтиснутим при дії постійних та довгочасних навантажень, які вводять в розрахунок із коефіцієнтом надійності щодо навантаження $\gamma_f = 1$, з нормальними напруженнями стискання не менш як 0,5 МПа; при цьому величину σ_b визначають як для пружного тіла від дії зовнішніх навантажень і зусилля попереднього обтискування P_2 ;

у напружуваній арматурі від дії постійних, довго- та короткочасних навантажень (при коефіцієнті надійності щодо навантаження $\gamma_f = 1$) не виникають необоротні деформації, що забезпечується додержанням умови

$$\sigma_{sp2} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}, \quad (3.23)$$

де σ_{sp2} — попереднє напруження в арматурі з урахуванням усіх втрат.

У ненапружуваній арматурі необоротні деформації не виникають за умови

$$\sigma_s - \sigma_{sb} < 0,8R_{s,ser}, \quad (3.24)$$

де σ_s — приріст напружень у напружуваній чи ненапружуваній арматурі класу Вр-І, визначають відповідно із залежностей (3.18) або

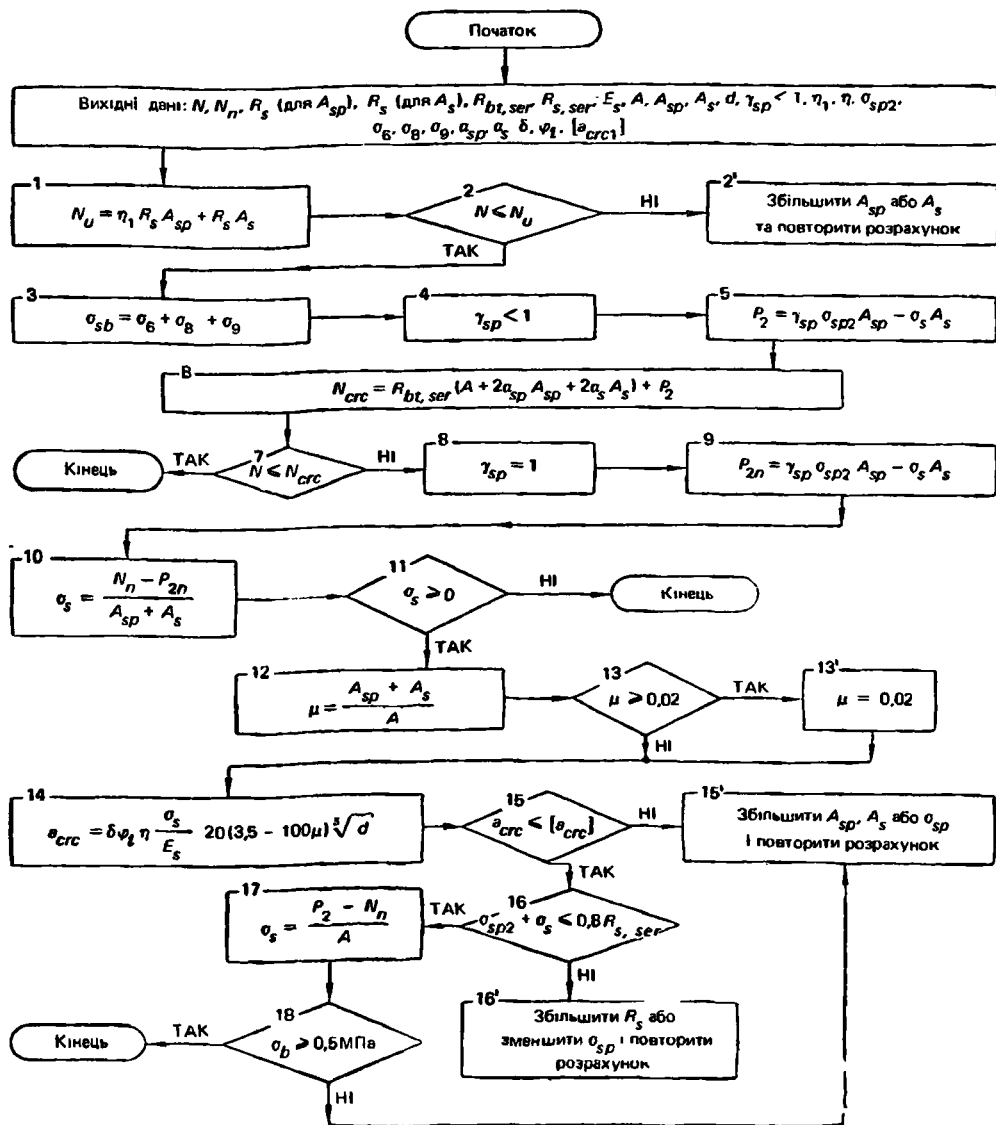


Схема алгоритму 3.1. Розрахунок на міцність, утворення, розкриття і закриття тріщин централь-но-розтягнутих елементів, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги другої категорії

(3.19); $\sigma_{sb} = \sigma_b + \sigma_b + \sigma_b$ — початкове напруження ненапружуваної арматури, яке чисельно дорівнює сумі втрат попереднього напруження від усадки і повзучості бетону (див. розд. 2).

Послідовність розрахунку на міцність щодо утворення, розкриття і закриття тріщин для конструкцій, до яких ставлять вимоги 2-ї категорії тріщиностійкості, викладено на схемі алгоритму 3.1.

Приклад 3.1. Перевірити міцність і тріщиностійкість центрально-розтягнутого стягла арки.

Вихідні дані. $N = 2650$ кН; $N_n = 2120$ кН; бетон класу $B30$; арматура класу Вр-II діаметром 5 мм; $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа (табл. 2.2); $E_b = 32,5 \cdot 10^6$ МПа (табл. 2.4); $A = 193\,600$ мм²; $A_{sp} = 2371,6$ мм² (табл. 2.4); $\varnothing 5$ Вр-II; $A_s = 0$; $\sigma_{sp2} = 874,3$ МПа; $\eta = 1,15$; $\alpha = 6,15$.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 3.1 в такому порядку:

1. $N_u = 1,15 \cdot 1045 \cdot 2371,6 = 2\,850\,070$ Н = 2850 кН.

2. $N = 2650$ кН < $N_u = 2850$ кН. Міцність достатня.

3. Оскільки $A_s = 0$, то і $\sigma_{sb} = 0$.

4. $\gamma_{sb} < 1$.

5. $P_2 = 0,9 \cdot 874,3 \cdot 2371,6 = 1\,866\,140$ Н = 1866 кН.

6. $N_{crc} = 1,8 (193\,600 + 2 \cdot 6,15 \cdot 2371,6) + 1\,866\,140 = 2\,267\,127$ Н = 2267 кН.

7. $N_n = 2120$ кН < $N_{crc} = 2267$ кН. Тріщиностійкість забезпечена.

Приклади розрахунку центрально-розтягнутих елементів наведено також у роботах [1, 7, 8].

Контрольні запитання

1. Які елементи належать до розтягнутих?
2. Чому в розрахунку на міцність центрально-розтягнутих елементів не беруть до уваги бетон?
3. Запишіть умови міцності центрально-розтягнутого елемента з попередньо напруженою арматурою.
4. Назвіть особливості конструювання центрально-розтягнутих елементів.
5. Визначте стадії напружено-деформованого стану при центральному розтяганні попередньо напруженого елемента.
6. Як визначається внутрішнє зусилля в перерізі центрально-розтягнутого елемента перед утворенням тріщин?
7. З якої умови визначають відстань між тріщинами в центрально-розтягнутих елементах?
8. Від яких факторів залежить максимальна ширина розкриття тріщин у центрально-розтягнутих елементах?
9. Як перевірити закриття тріщин у центрально-розтягнутих елементах?

Розділ 4

ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ. РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

4.1. Конструктивні особливості

До елементів, що працюють на згинання, належать плити та балки. Плита — конструкція, товщина якої h_1 мала порівняно з її прольотом l_1 та шириною перерізу b_1 (рис. 4.1). Розміри поперечного перерізу балки (висота h_2 та ширина b) також значно менші від її прольоту l_2 . Для плит відношення $h/l = 1/20 \dots 1/40$ і менше. Для балок $h/l = 1/8 \dots 1/20$, а $h/b = 1/2 \dots 1/4$. Балки та плити застосовують як окремі конструктивні елементи (рис. 4.1, а), так і в поєднанні одне з одним.

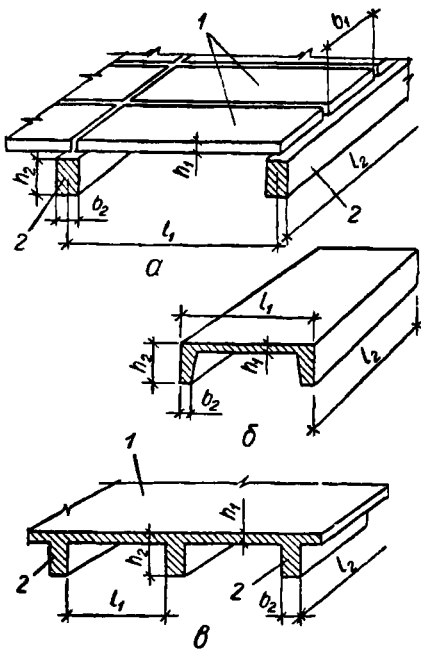


Рис. 4.1. Конструкції залізобетонних елементів, що працюють на згинання: а — збірне перекриття; б — збірна плита; в — монолітне перекриття; 1 — плита; 2 — балка

В останньому випадку вони утворюють плоскі або ребристі перекриття, покриття та інші конструкції (рисунков 4.1, б та в)

Плити та балки бувають одно- та багатопрольотними (нерозрізними) і виконують їх монолітними, збірними та збірно-монолітними.

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

Мінімальна товщина монолітних плит у покриттях — 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 умов розташування арматури в середині товщини плити.

Плити армують переважно зварними сітками зі стержнів, спрямованих взаємно перпендикулярно

(рис. 4.2). 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 перерізах плити згинальних моментів.

В однопрольотних вільнолежачих плитах робочу арматуру ставлять тільки в прольоті (рис. 4.2, а), а в затиснутих та багатопрольотних, відповідно до епюри згинальних моментів, — у прольоті і на опорах (рис. 4.2, 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. Рулонні сітки з поздовжньою арматурою розкатують уздовж прольоту плити (рис. 4.2, в), робочу арматуру розташовують у середині прольоту внизу, а на опорах — вгорі плити. Таке армування називають *безперервним* і застосовують при порівняно невеликих навантаженнях на перекриття і товщині плити $h = 6...10$ см. При $h = 11$ см і більше плити армують рулонними або плоскими сітками з поперечною робочою арматурою; у прольотах і

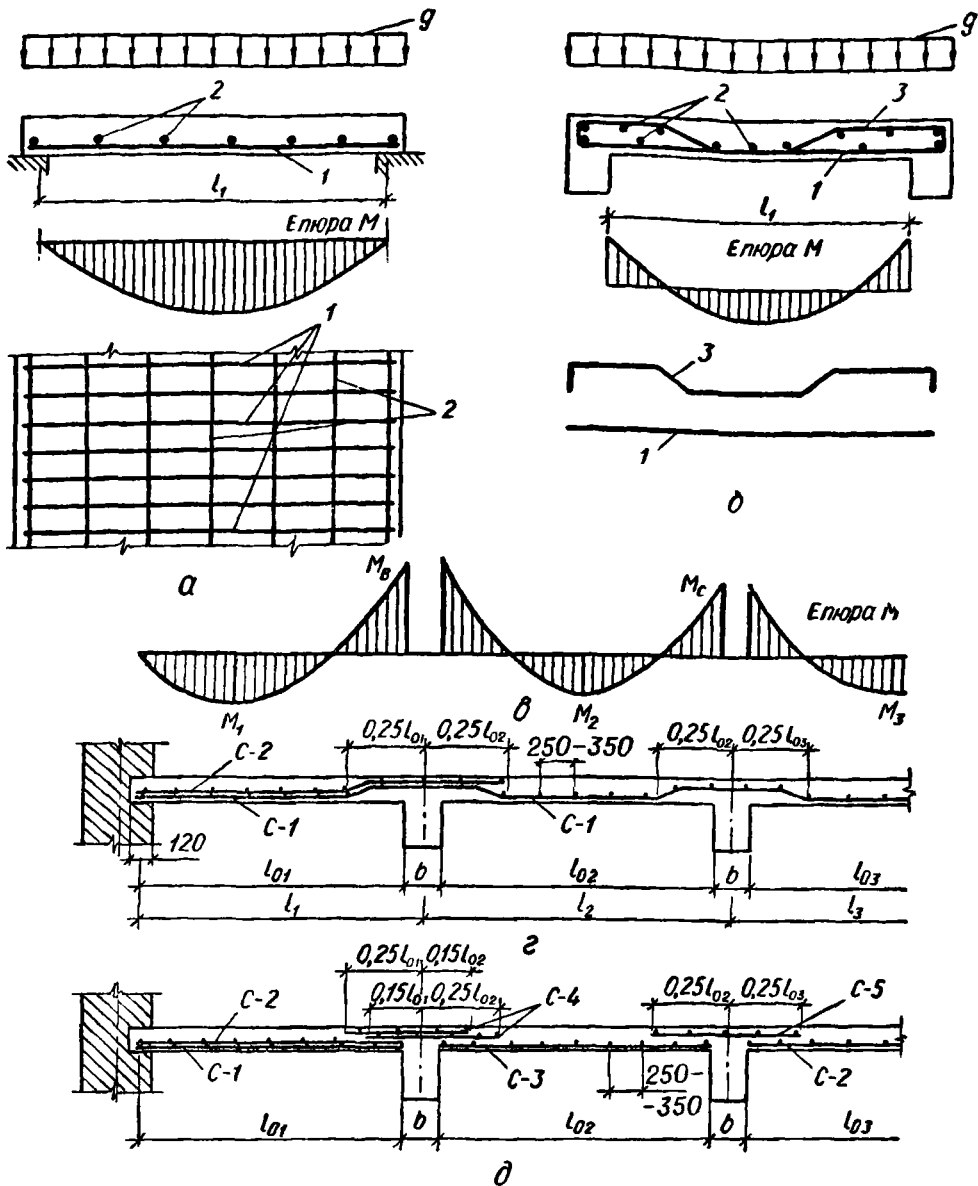


Рис. 4.2. Армування залізобетонних плит:

a — однопрольотної, що вільно лежить на двох опорах; *б* — те саме, монолітно зв'язаної балками; *в* — епора згинальних моментів у багатопрольотній плиті; *г* — армування багатопрольотної нерозрізної плити рулонними сітками з поздовжньою робочою арматурою; *д* — те саме, сітками з поперечною робочою арматурою; 1 — робоча поздовжня арматура; 2 — монтажна (розподільна) арматура; 3 — відігнута арматура

на опорах укладають окремі сітки (рис. 4.2, д), ширина яких залежить від прольоту (роздільне армування).

Зварні сітки виготовляють із сталі класів Вр-І діаметром 3...5 мм та А-ІІІ — 6...10 мм; в'язані — із сталі класів А-І та А-ІІІ діаметром 6...10 мм, а в товстих плитах — 12 мм і більше. Стержні робочої арматури розташовують через 100...200 мм, а розподільної діаметром 3...6 мм укладають через 250...300 мм, але не рідше як 350 мм. Цією арматурою забезпечується проектне положення робочих стержнів, зменшуються усадочні та температурні деформації бетону, розподіляються місцеві навантаження на більшу площу. Загальний переріз розподільної арматури приймають не менш як 10 % перерізу робочої арматури.

Захисний шар бетону для робочої арматури приймають не менш як 10 мм, а в плитах завтовшки понад 100 мм — 15 мм.

Частину робочих стержнів у плитах не доводять до опори і обрівають у прольоті відповідно до епюри моментів.

До опори доводять не менш як три стержні.

Балки. Ці конструкції бувають прямокутного, таврового, двотаврового, трапецюватого, коробчастого та інших перерізів (рис. 4.3, а). Найпоширеніші балки прямокутного і таврового перерізів.

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 у межах (0,25...0,5) h . Для збірних балок таврового, двотаврового та коробчастого профілів, щоб зменшити їхню масу, ширину призначають меншою.

Поздовжня робоча арматура розміщується в розтягнутій зоні поперечного перерізу балки в один, два, рідше в три ряди і більше

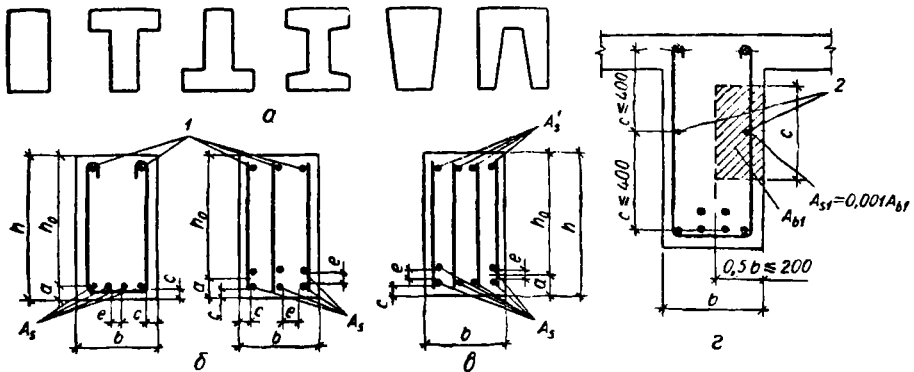


Рис. 4.3. Форми поперечного перерізу залізобетонних балок та армування їх:

а — можливі форми перерізу; б — перерізи з одиночною арматурою; в — переріз з подвійною арматурою; г — до визначення площі поперечного перерізу додаткової арматури біля бічних граней балок при $h > 700$ мм; 1 — монтажні арматури; 2 — додаткова арматура

(рис. 4.3, б та г). Таке армування називають *одиноким*. В разі недостатньої міцності бетону стиснутої зони, а також коли в перерізі діють моменти двох знаків, робочу арматуру встановлюють і в стиснутій зоні (переріз з подвійною арматурою, рис. 4.3, в).

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

Для поперечної і конструктивної арматури захисний шар бетону призначають не меншим від діаметра стержня і не менш як 15 мм при $h \geq 250$ мм та 10 мм при $h < 250$ мм.

Відстань у просвіті між стержнями (рис. 4.3, в) по ширині перерізу балки рекомендується не менш як 25 мм для нижньої арматури та 30 мм для верхньої. У разі розташування нижньої арматури по висоті перерізу більш як у два ряди відстань між стержнями третього та подальших рядів приймають не менш як 50 мм.

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 для верхньої. Відстань між стержнями періодичного профілю приймають за номінальним діаметром без урахування виступів та ребер.

У стиснутих умовах стержні арматури допускається розташовувати попарно без зазорів між ними або з відстанню між парою стержнів меншою, ніж це потрібно для окремих стержнів. Проте за таких умов погіршується зчеплення арматури з бетоном, що треба брати до уваги під час розрахунку довжини анкерування і ширини розкриття тріщин.

Поздовжню робочу арматуру без попереднього напружування приймають, як правило, періодичного профілю зі сталі класу А-III діаметром 12...32 мм, рідше — зі сталі класу А-II.

Рекомендується також застосовувати в зварних каркасах та сітках стержньову термомеханічно зміцнену арматуру класу Ат-IVС.

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури балок має дорівнювати не менш як 0,05 % площі перерізу бетону.

Монтажну арматуру приймають діаметром 10...12 мм, а поперечну 6...10 мм зі сталей класів А-I, А-II та А-III. У балках невеликої висоти використовують сталь класу Вр-I діаметром 3...5 мм.

Балки армують зварними і в'язаними каркасами. У першому випадку окремі плоскі зварні каркаси об'єднують у просторовий каркас за допомогою горизонтальних сполучних стержнів, приварюваних контактним чи дуговим зварюванням через 1...1,5 м (рис. 4.4, а).

При ширині балки 150 мм і більше робочих стержнів у перерізі має бути не менш як два. Балки завширшки менш як 150 мм допускається армувати плоским каркасом із одним робочим стержнем.

Діаметр поперечних стержнів каркасів визначають розрахунком, але приймають не меншим від мінімального діаметра, встановленого

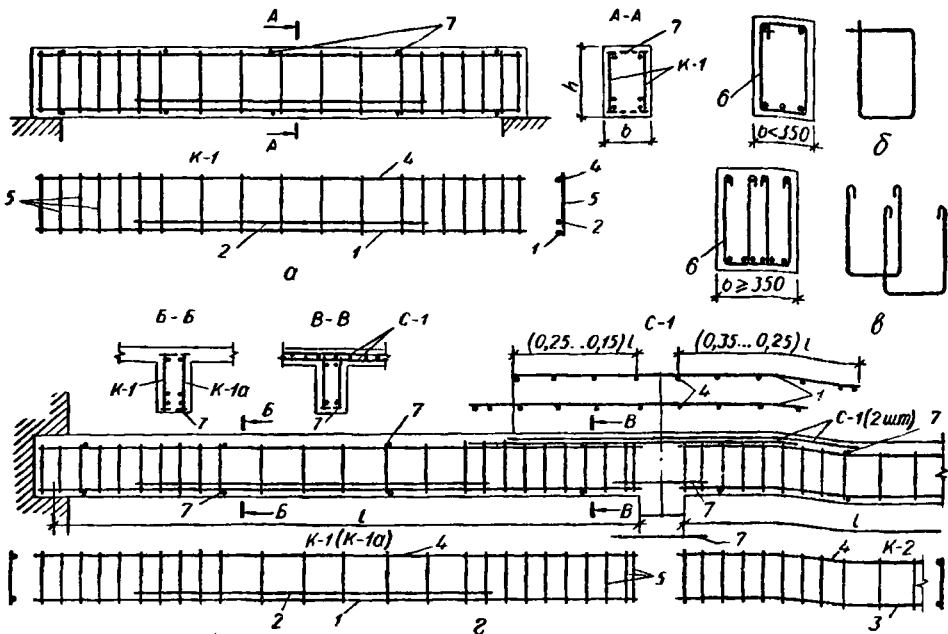


Рис. 4.4. Армування залізобетонних балок

a — армування однопрольотних балок, що вільно лежать, зварними каркасами; *б* — закриті двозрізні хомути; *в* — те саме, відкриті чотирьохрізні; *г* — армування нерозрізної багатопрольотної балки зварними каркасами; 1...3 — поздовжня робоча арматура; 4 — монтажна арматура; 5 — поперечні стержні; 6 — хомути; 7 — сполучні стержні

залежно від діаметра поздовжньої арматури з умови технології контактного зварювання:

Діаметр стержнів одного напрямку, мм 3...12 14; 16 18; 20 22 25...32 36; 40
 Найменші допустимі діаметри стержнів іншого напрямку

3	4	5	6	8	10
---	---	---	---	---	----

Поперечну арматуру в балках встановлюють за розрахунком, проте в усіх випадках крок поперечних стержнів (хомутів) на приопорних ділянках приймають при висоті перерізу балок $h \leq 450$ мм не більш як $0,5h$ і не більш як 150 мм, а при $h > 450$ мм — не більш як $1/3h$ і не більш як 500 мм.

Довжину приопорних ділянок при рівномірно розподіленому навантаженні приймають рівною $1/4$ прольоту, а при зосередженому відстані від опори до найближчого вантажу, але не менше від $1/4$ прольоту. На решті прольоту при $h > 300$ мм крок поперечних стержнів має не перевищувати $3/4 h$ і бути не більшим за 500 мм.

У балках та ребрах заввишки 150 мм і менше, а також у багатопрольотних панелях заввишки до 300 мм поперечної арматури можна не ставити, якщо її не вимагає розрахунок. У решті випадків поперечна арматура обов'язкова.

У зварних каркасах відповідно з діючими зусиллями в перерізах залізобетонної балки частину поздовжньої робочої арматури не доводять до опори, а крок поперечних стержнів може змінюватись по довжині прольоту (рис. 4.4, а).

В разі армування балок в'язаними каркасами (рис. 4.4, б) частину поздовжньої арматури відгинають на опору, щоб збільшити міцність похилих перерізів.

Похилі 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 у каркас за допомогою хомутів. Хомути бувають закриті (рис. 4.4, б) та відкриті (рис. 4.4, в). При $b \geq 35$ см хомути роблять чотирирізними (чотиривітковими) (рис. 4.4, в), а при меншій ширині — двозрізними (рис. 4.4, б).

Діаметр хомутів у балках заввишки до 800 мм — не менш як 6 мм, а при $h > 800$ мм — не менш як 8 мм. Виготовляють хомути зі сталей класів А-І та Вр-І. Значно рідше застосовують сталь класу А-ІІІ. 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 конструктивні поздовжні стержні з відстанню між ними по висоті не більш як 400 мм. Площу перерізу цих стержнів $A_{з1}$ приймають не менш як 0,1 % площі перерізу бетону $A_{б1}$ з розмірами, що дорівнюють по висоті елемента — відстані між цими стержнями; по ширині елемента — половині ширини ребра елемента, але не більш як 200 мм (рис. 4.3, з).

На рис. 4.4, г показано армування нерозрізної другорядної балки монолітного перекриття. Поздовжню робочу арматуру встановлюють відповідно до епюри згинальних моментів у прольотах — внизу, а на опорах — угорі. Особливістю армування в цьому випадку є використання як арматури на опорах балки рулонних зварних сіток з поперечною робочою арматурою, які розкочують уздовж головних балок перекриття, що є опорами для другорядних балок. Звичайно над опорою розташовують дві сітки, зсунуті в різні боки від осі опори, що зменшує ширину сіток і витрату сталі.

На опорах замість сіток балки можна армувати окремими каркасами з робочою арматурою вгорі (див. рис. 12.25).

У разі застосування для армування нерозрізних балок в'язаних каркасів частину нижньої робочої арматури відгинають і враховують під час розрахунку опорних перерізів за від'ємним моментом (див. п. 12.4.2, рис. 12.29).

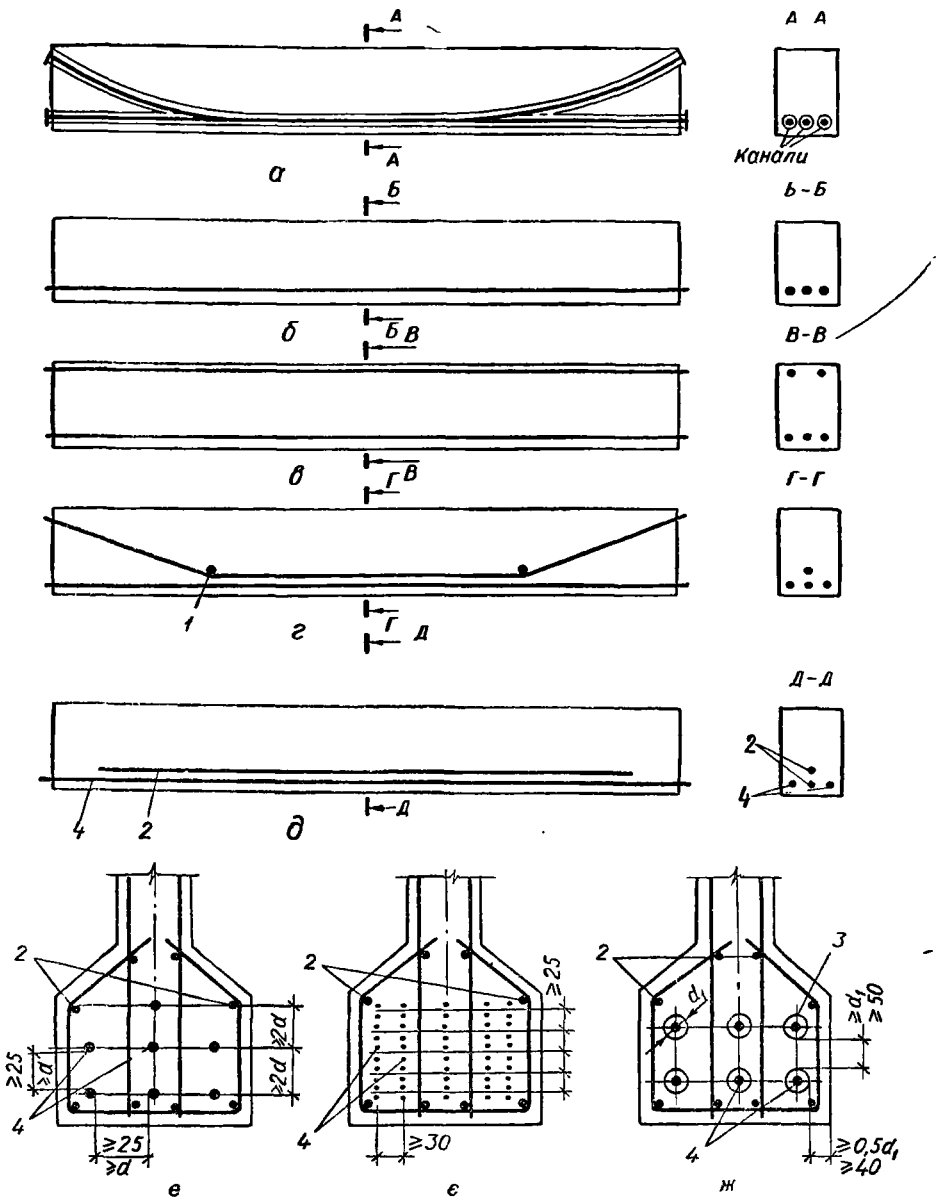


Рис. 4.5. Арматура попередньо напружених балок напруженою арматурою:

а — в разі натягування на бетон; **б** — в разі натягування на упори однієї арматури; **в** — те саме, подвійної; **г** — те саме, з відгином частини арматури біля опор; **д** — мішане армування; **е'** — розташування арматури в розтягнутій зоні перерізу попередньо напружених балок в разі армування стержнями періодичного профілю або канатами; **е** — те саме, дротом класу Вр-II; **ж** — те саме, пучками або стержнями при розташуванні арматури в каналах I натягуванні на бетон; **1** — обвідний пристрій; **2** — ненапружена арматура; **3** — канали; **4** — попередньо напружена арматура

У попередньо напружених елементах, що працюють на згинання, арматуру розташовують також відповідно до епюр згинальних моментів і поперечних сил від зовнішнього навантаження. Застосування криволінійної попередньо напружуваної арматури (рис. 4.5, а) з відгинанням частини робочої арматури поблизу опор значно підвищує міцність і тріщиностійкість похилих перерізів. В результаті рівномірніше передається зусилля попереднього обтискування по торцю елемента, що дає можливість зменшити конструктивне армування опорних частин балок та плит. Проте таке армування не технологічне при виготовленні конструкцій у заводських умовах, а тому більш поширені конструкції з прямолінійним розташуванням попередньо напружуваної арматури (рис. 4.5, б). Це збірні конструкції заводського виготовлення з натягуванням арматури на упори стенда або форми (плити перекриттів, ригелі, балки покриттів і т. п.).

У разі розміщення прямолінійної попередньо напружуваної арматури в самій тільки розтягнутій від навантаження зоні і при великій висоті балки або плити можлива поява початкових тріщин у стиснутій зоні, спричинених попереднім стискуванням конструкції в процесі її виготовлення. Якщо й далі прикладати постійні та довгочасні навантаження, ці тріщини закриваються і не впливають на міцність елемента, але при цьому знижується тріщиностійкість і жорсткість перерізів. Тому у випадках, коли поява таких тріщин не допускається (наприклад, у конструкціях, що працюють на дію багаторазово повторюваних навантажень), крім арматури в розтягнутій від зовнішніх навантажень зоні A_{sp} , передбачають попередньо напружувану арматуру у протилежній зоні елемента A'_{sp} в кількості $(0,15...0,25) A_{sp}$ з розрахунку, щоб розтягувальні напруження в бетоні, які виникають від зусилля обтискування, не перевищили опору бетону осьовому розтяганню $R_{bt,ser}$ (рис. 4.5, в).

В елементах невеликої висоти, особливо при значно розвинутій полиці у стиснутій зоні (наприклад, багатопорожнинні та ребристі плити), напружуваної арматури A'_{sp} не ставлять. Розкриття початкових тріщин у цьому випадку обмежується верхньою монтажною ненапружуваною арматурою.

У разі виготовлення конструкції з натягуванням арматури на упори силової форми також можна видігнути частину напружуваних стержнів біля опор за допомогою огинальних пристроїв (рис. 4.5, г). Після того, як бетон набуде проектної міцності, їх витягають з конструкції.

Для елементів, що працюють на згинання, в разі застосування високоміцних сталей А-IV...Ат-VII досить ефективним є мішане армування.

У цьому випадку частину високоміцної арматури (A_s) попередньо не напружують, що дає можливість розташовувати її відповідно

до епюри згинальних моментів, тобто обривати на ділянках, де вона не потрібна за розрахунком (рис. 4.5, *д*). За рахунок цього знижується витрата сталі на армування елемента.

Переріз із розвинутою верхньою та нижньою полицями (двотавровий, коробчастий і т. п.) — 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. При невеликих прольотах і незначному зусиллі обтискування переважно застосовують таврові перерізи з полицею в стиснутій зоні.

Захисний шар бетону і відстань між попередньо напружуваними стержнями в конструкціях з натягуванням арматури на упори по довжині їх прольоту приймають такими ж, як і в елементах без попереднього напружування (рис. 4.5, *е* та *є*). 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. 4.5, *ж*).

Кут нахилу криволінійної попередньо напружуваної арматури призначають не менш як 30° , а радіус заокруглення, щоб уникнути великих втрат під час натягування, по можливості найбільшим.

У попередньо напружених балках та плитах особливе значення має конструювання припорних ділянок у зоні передавання зусилля попереднього напруження з арматури на бетон. У межах зони анкерування напружуваної арматури під час натягування на упори (особливо в разі застосування прямолінійної арматури, зосередженої у верхній та нижній гранях елемента) в момент передавання зусилля з арматури на бетон виникають значні місцеві стискувальні і розтягувальні напруження в торцевій частині балки, що призводить до появи горизонтальних тріщин на торці і в опорній частині елемента. Тому кінцеві ділянки попередньо напружених балок підсилюють, збільшуючи розміри перерізу на опорах, потовщуючи захисний шар бетону, а також встановлюючи додаткову поперечну попередньо напружувану або ненапружувану арматуру. Товщину захисного шару біля кінців попередньо напружених елементів на довжині зони анкерування приймають не менш як $2d$ в разі армування сталлю класу А-IV (At-IV) або канатами класів К-19 та К-7 і не менш як 3, коли застосовують стержневу арматуру класів А-V, А-VI та At-VII. В усіх випадках вона має бути не менш як 40 мм для стержневої арматури і 20 мм для арматурних канатів.

Товщина захисного шару у кінцевих ділянок зберігається така сама, як і в прольоті при наявності по кінцях балок або плит сталевих опорних деталей, які надійно заанкеровані в бетоні і перешкоджають поперечним деформаціям бетону, а також додатковій поперечній ар-

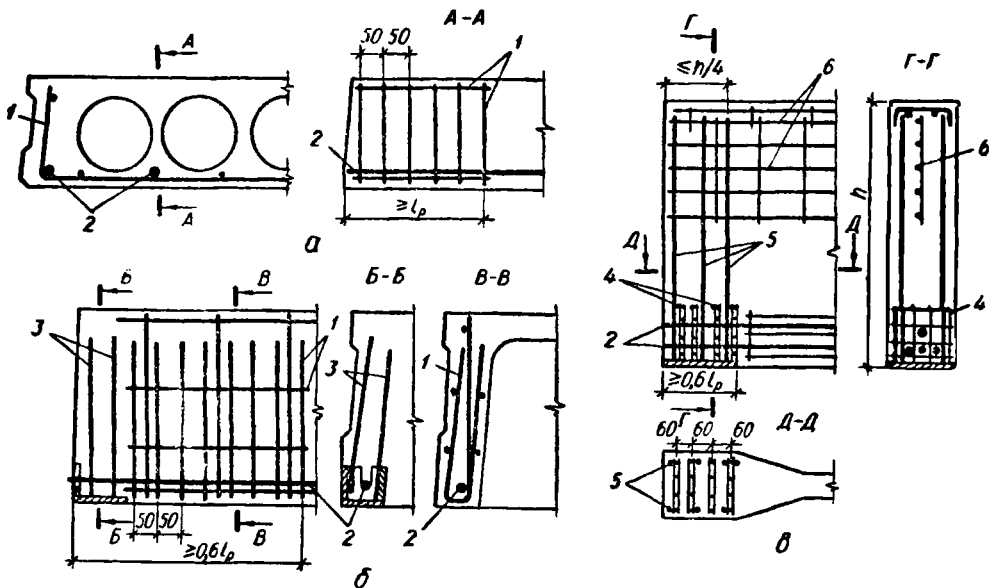


Рис. 4.6. Армування кінців поперечно напружених плит та балок:

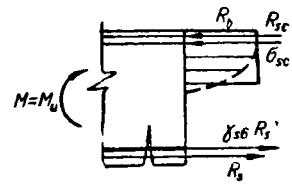
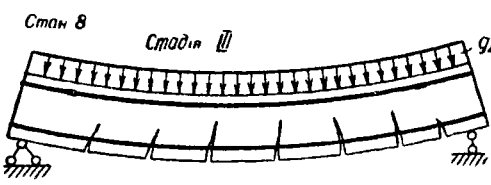
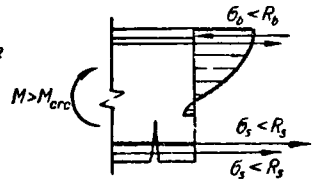
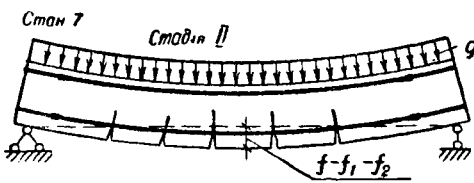
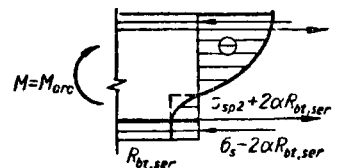
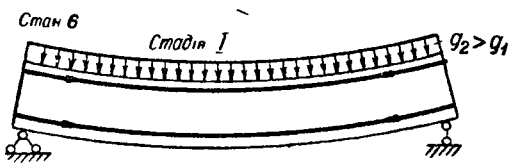
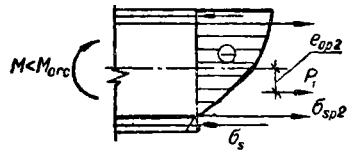
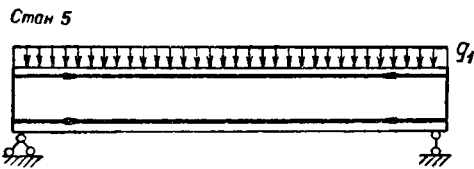
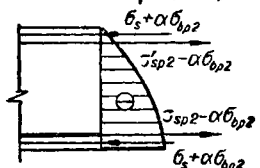
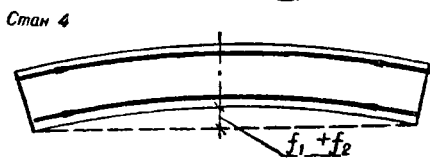
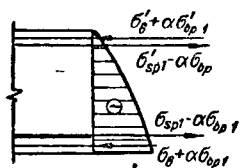
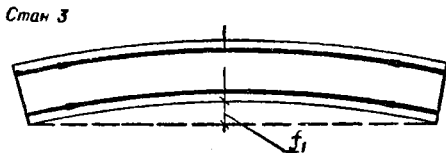
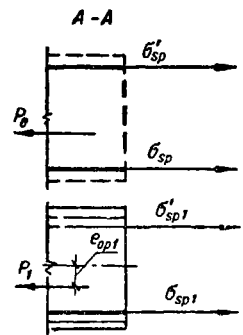
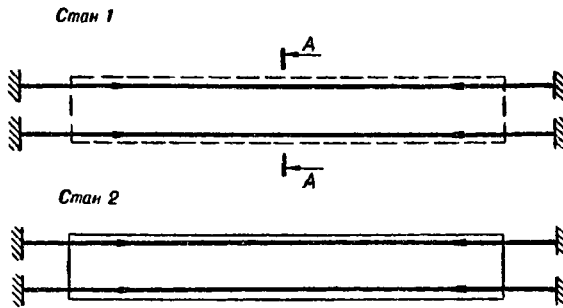
a — багатопорожнинного настилу; *б* — ребристої плити перекриття; *в* — поперечно напруженої балки; 1 — зварна сітка; 2 — поперечно напружена арматура; 3 — анкерні стержні закладної деталі; 4 — зварні сітки-гребінки; 5 — додаткова поперечна арматура на опорах; 6 — зварна сітка на довжині $l = 2h$

матури або арматури у вигляді сіток, що охоплює всі поздовжні напружені стержні (зварні сітки, хомути, спіралі) (рис. 4.6).

Тріщин на торці елемента від попереднього обтискування можна повністю уникнути при наявності на кінцях балок поперечної напруженої арматури, особливо при одночасному збільшенні перерізу елемента біля опор. Поперечна арматура напружується до натягування (відпуску) поздовжньої арматури. Зусилля натягу поперечної арматури має становити не менш як 15 % зусилля в поздовжній напруженій арматурі біля опор. Проте поперечна поперечно напружена арматура біля кінців балок значно ускладнює бетонування опорних частин і будову вузлів спирання балок. Тому кінці балок найчастіше армують ненапруженою арматурою (рис. 4.5, *в*).

Поперечні стержні надійно заанкерують на кінцях, приварюючи їх до закладних деталей. Площу перерізу додаткової поперечної арматури призначають з умови, що зусилля, яке вона сприймає, становить не менш як 20 % зусилля в поздовжній напруженій арматурі розтягнутої зони, що визначається розрахунком на міцність, а для конструкцій, розраховуваних на витривалість, — не менш як 30 %.

Крім того, на кінцях поперечно напружених елементів в разі застосування арматури без анкерів на довжині l , що дорівнює не менш як $0,6l_p$ (див. п. 1.7), і не менш як 200 мм від торця елемента здійсню-



ється місцеве підсилення бетону за допомогою додаткових сіток або хомутив з кроком 50...100 мм, які охоплюють усі поздовжні стержні попередньо напружуваної арматури (рис. 4.6, б та в).

При наявності анкерних пристроїв додаткові сітки ставлять на ділянці завдовжки l , яка дорівнює двом довжинам цих пристроїв.

При напружуваній арматурі без анкерів в елементах, для яких допускається утворення тріщин на кінцевих ділянках під час обтискування бетону, встановлюють додаткову арматуру в стінці балки між центром ваги, перерізу і розтягнутою під час обтискування гранню на довжині не менш як $2h_0$ (рис. 4.6, в) від торця елемента. Площа перерізу її не менш як 0,2 % площі опорного перерізу елемента без урахування приопорного розширення. Якщо під час обтискування тріщини не утворюються, цю арматуру можна не ставити.

Докладніші відомості про конструювання елементів, що працюють на згинання, наведено в нормативній [13, 19, 20] і довідковій [34], 35, 36] літературі.

4.2. Послідовність зміни напружень в елементі до і після завантаження зовнішнім навантаженням

Під час натягування арматури на упори верхня і нижня арматури набувають початкового контрольованого напруження σ_{con1} (σ'_{con1}), що дорівнює попередньому напруженню σ_{sp} мінус втрати від деформацій анкерів σ_3 і від тертя об відгинальні пристрої σ_4 . Звичайно приймають $\sigma_{con1} = \sigma'_{con1}$, де $\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4$ (рис. 4.7) (стан 1).

Після бетонування і тверднення під час теплової обробки бетону проявляється основна частина перших втрат, крім втрат від швидконапливаючої повзучості σ_6 (стан 2). Коли бетон досягне міцності R_{bp} , зусилля з арматури передається на бетон. Оскільки $A_{sp} > A'_{sp}$, то конструкція набуває вигину f_1 , що зумовлюється позacentровим прикладанням зусилля попереднього обтискування P . Пружним обтискуванням бетону і швидконапливаючою повзучістю спричиняються втрати попереднього напружування арматури A_{sp} і створюються стискувальні напруження в ненапружуваній арматурі A_s , що дорівнюють $\sigma_6 + \alpha\sigma_{bp1}$ (стан 3).

З часом внаслідок повзучості і усадки бетону напруження в попередньо напружуваній арматурі зменшуються на значення других втрат σ_{t2} (σ'_{t2}), а стискувальні напруження в арматурі A_s та A'_s зрос-

тають, досягаючи відповідно величин $\sigma_s + \alpha\sigma_{bp2}$ та $\sigma'_s + \alpha\sigma_{bp2}$ (стан 4), де σ_s та σ'_s — напруження в арматурі A_s та A'_s , які дорівнюють повним втратам від повзучості та усадки бетону. Усадка і повзучість бетону спричиняють також зростання вигину елемента на величину f_2 .

Після прикладення зовнішнього навантаження напруження обтискування бетону погашаються, зменшується вигин елемента, збільшуються розтягувальні напруження в арматурі A_{sp} і зменшуються обтискувальні напруження в арматурі A_s . У стиснутій зоні від дії навантаження розтягувальні напруження в арматурі A'_{sp} зменшуються, а стискувальні A'_s зростають. Коли напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp} та A_s досягають нуля (стан 5), напруження в попередньо напружуваній арматурі дорівнюватимуть попередньому напруженню мінус усі втрати: $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2}$.

У ненапружуваній арматурі A_s напруження зменшуються до величини $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$.

Зі збільшенням навантаження в бетоні розтягнутої зони елемента виникають розтягувальні напруження, що відповідає настанню стадії I напружено-деформованого стану елемента, який працює на згинання. Ця стадія характерна для елементів, що працюють на згинання, у стадії експлуатації без тріщин. У цій стадії напруження в арматурі A_{sp} збільшуються, а в арматурі A_s зменшуються. Наприкінці стадії I (стан 6) $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$, а $\nu_{bt} = 0,5$ і напруження в попередньо напружуваній арматурі досягає величини $\sigma_{sp2} + 2\alpha R_{bt,ser}$, а стискувальні напруження в арматурі A_s зменшуються до величини $\sigma_s - 2\alpha R_{bt,ser}$. В основу розрахунку елементів на утворення тріщин покладено стадію I. Оскільки в цій стадії завжди $|\sigma_s| > |2\alpha R_{bt,ser}|$, то арматура A_s залишається стиснутою і знижує тріщинистість нормальної перерізі в попередньо напружених елементах, що працюють на згинання. Прогин елемента в цій стадії дорівнює повному прогину від зовнішнього навантаження f мінус вигин від попереднього обтискування з урахуванням усадки та повзучості бетону: $f - f_1 - f_2$.

З подальшим збільшенням навантаження в розтягнутій зоні елемента виникають тріщини і настає стадія II (стан 7), характерна для елементів, що працюють на згинання, які під час експлуатації мають тріщини в розтягнутій зоні (рис. 4.7). У цій стадії напруження в стиснутій зоні бетону і в усій арматурі менші від граничних.

Елементи, що працюють на згинання, з настанням стадії III руйнуються (рис. 4.7), коли напруження в бетоні стиснутої зони і в розтягнутій арматурі досягають граничних значень.

У розташованій в стиснутій зоні попередньо напружуваній арматурі A'_{sp} напруження в стадії III можуть бути стискувальні і розтягувальні, залежно від величини її натягу. Якщо попереднє напру-

ження в арматурі A'_{sp} з урахуванням повних втрат σ'_{sp2} повністю не погашене за рахунок обтискування бетону, спричиненого дією зовнішнього навантаження, то арматура A_{sp} на момент зруйнування елемента буде розтягнута і спричинить зменшення несучої здатності перерізу. Напруження в арматурі приймають рівними $R_{sc} - \sigma'_{sp2}$.

У разі натягування арматури на бетон зміняться лише стани, що відповідають натягу арматури (стани 1 та 2), оскільки контрольоване напруження σ_{con2} в цьому випадку призначають з урахуванням пружного обтискування бетону (див. п. 2.9).

4.3. Основні положення розрахунку

Можливі два види руйнування залізобетонної однопрольотної балки, яка вільно лежить на двох опорах і завантажена двома симетрично прикладеними силами (рис. 4.8): по перерізу, нормальному до осі елемента ($A-A$) у зоні чистого вигину від дії найбільшого згинального моменту M , і по перерізу, похилому до осі елемента ($B-B$), де одночасно діють згинальний момент M та поперечна сила Q .

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

В основу розрахунку на міцність елементів, що працюють на згинання, у нормальних перерізах покладено III стадію напружено-деформованого стану під час згинання. Як зазначалося в п. 2.2, при цьому можливі два випадки руйнування перерізів.

В и п а д о к I. При відносно малих процентах армування зруйнування настає, коли напруження в розтягнутій арматурі досягають граничних значень R_s , що призводить до розкриття і розвитку по висоті нормальних тріщин, зменшення висоти стиснутої зони бетону і подальшого її зруйнування при напруженнях у бетоні стиснутої зони, які дорівнюють граничним R_b . Це характерно для непереармованих елементів, що працюють на згинання.

В и п а д о к II. При значних процентах армування спершу руйнується стиснута зона бетону, коли напруження у розтягнутій арматурі менші від граничних ($\sigma_s < R_s$). Це властиво переармованим еле-

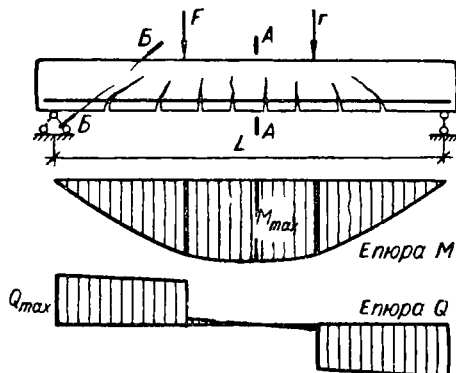


Рис. 4.8. Схема навантаження залізобетонного елемента, що працює на згинання: $A-A$ — нормальний переріз; $B-B$ — нахилений до осі переріз

ментам, які працюють на згинання. Випробування багатьох залізо-бетонних балок показали, що вони руйнуються за схемою випадку I, коли додержано нерівності

$$\xi \leq \xi_R, \quad (4.1)$$

де $\xi = x/h_0$ — відносна висота стиснутої зони бетону; x — висота стиснутої зони бетону; h_0 — робоча висота, яка дорівнює відстані від рівнодійної зусиль в усій розтягнутій арматурі до крайнього стиснутого волокна (стиснутої грані перерізу), причому $h_0 = h - a$ (рис. 4.9); ξ_R — гранична відносна висота стиснутої зони бетону, яку визначають за формулою (2.38) або за табл. 18 та 19 [19] та табл. 26 [20].

Якщо умови (4.1) не додержано, переріз руйнується за схемою випадку II. Такі елементи економічно не вигідні, оскільки опір арматури в них не використовується повністю. Міцність елементів, що працюють на згинання, у нормальних перерізах визначають із розгляду напруженого стану перерізів, які руйнуються за схемою випадку I. При цьому опір бетону стисканню R_b приймають рівномірно розподіленим по всій висоті стиснутої зони (прямокутна епюра); роботи бетону в розтягнутій зоні не враховують; напруження в розтягнутій арматурі дорівнюють граничному опору арматури R_s .

Розрахункові формули виводять з умови рівноваги перерізу, в якому діє зовнішній згинальний момент від розрахункових навантажень M та внутрішні зусилля в стиснутій зоні бетону і в усій поздовжній арматурі.

4.4. Розрахунок елементів будь-якого симетричного профілю

Для перерізу будь-якого профілю, симетричного відносно осі, яка збігається з площиною згину (рис. 4.9, а), з умови рівності нулю суми проєкцій усіх нормальних зусиль на поздовжню вісь елемента запишемо

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b A_{bc} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} = 0. \quad (4.2)$$

Міцність нормального перерізу елемента буде забезпечена, якщо згинальний момент від зовнішніх розрахункових навантажень M при $\gamma_1 > 1$ не перевищуватиме розрахункової несучої здатності того самого перерізу за згинальним моментом M_u , тобто $M \leq M_u$. Величину згинальних моментів визначають відносно осі, яка нормальна до площини згину і проходить через точку прикладання рівнодійної зусиль в усій розтягнутій арматурі A_s та A_{sp} . Тоді умову міцності перерізу, нормального до осі елемента, запишемо в такому вигляді:

$$M \leq R_b A_{bc} z + R_{sc} A'_s z_s + \sigma_{sc} A'_{sp} z_{sp}. \quad (4.3)$$

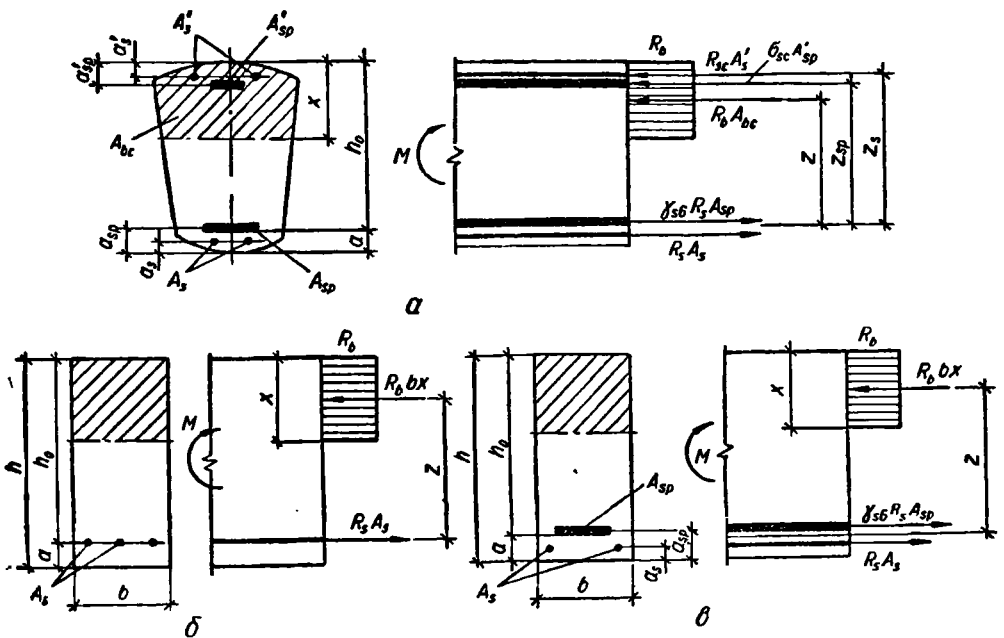


Рис. 4.9. Схема зусиль у поперечному перерізі елементів, що працюють на згинання, при розрахунку на міцність перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента:

a — будь-якого симетричного профілю (загальний випадок); *б* — прямокутного профілю з одиночною напруженою арматурою; *в* — те саме, з попередньо напруженою і ненапруженою арматурою

У рівняннях (4.2) та (4.3) A_s та A'_s — площі перерізу ненапруженої арматури, розташовані відповідно в розтягнутій і стисnutій зонах; A_{sp} та A'_{sp} — те саме, попередньо напруженої арматури; A_{bc} — площа перерізу стиснутої зони бетону; γ_{s6} — коефіцієнт умов роботи арматури, який визначають відповідно до вказівок п. 2.10 за формулою (2.39); при його обчисленні $\xi = x/h_0$ визначають з формули (4.2) за умови, що $\gamma_{s6} = 1$ та $h_0 = h - a$, де a — відстань від рівнодійної в усій арматурі, розташованій в розтягнутій зоні, до розтягнутої грані перерізу, яка дорівнює

$$a = \frac{R_s A_s a_s + R_s A_{sp} a_{sp}}{R_s A_s + R_s A_{sp}}; \quad (4.4)$$

якщо площа ненапруженої арматури A_s невелика, у попередньо напружених елементах можна приймати $a = a_{sp}$; z , z_s та z_{sp} — відстані від рівнодійної зусиль в усій розтягнутій арматурі до центра ваги відповідно стиснутої зони бетону, арматури A'_s та арматури A'_{sp} ; σ_{sc} — напруження в попередньо напруженій арматурі A'_{sp} , розташованій в стисnutій зоні.

Якщо обчислене значення $\xi \leq 0,5\xi_R$, приймають $\gamma_{s6} = \eta$ (див. п. 2.10); при $\xi > 0,5\xi_R$ величину γ_{s6} визначають за формулою (2.39). Коли ж у цьому випадку $\gamma_{s6} > 1$, величину ξ повторно обчислюють з формули (4.2).

Розтягувальні напруження в арматурі A_{sp} від попереднього натягування з урахуванням втрат σ_{sp2} в разі дії зовнішнього навантаження зменшуються внаслідок деформацій стиснутого бетону. Зниження попереднього напруження в арматурі A'_{sp} на момент зруйнування бетону стиснутої зони визначається зі спільності деформацій бетону та арматури з урахуванням середнього значення граничної стискуваності бетону $\epsilon_{bu} = 0,002$ та модуля пружності сталі $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;

$$\epsilon_{bu}E_s = 0,002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 400 \text{ МПа.}$$

Тоді напруження σ_{sc} з урахуванням коефіцієнта точності попереднього напружування γ_{sp} обчислюють за формулою

$$\sigma_{sc} = 400 - \gamma_{sp}\sigma'_{sp2}. \quad (4.5)$$

При $\gamma_{sp}\sigma'_{sp2} < 400$ МПа арматура A'_{sp} на момент зруйнування перерізу стиснута, як показано на рис. 4.17, а при $\gamma_{sp}\sigma'_{sp2} > 400$ МПа — розтягнута. При розтягнутій арматурі збільшується висота стиснутої зони бетону і знижується несуча здатність попередньо напруженого елемента. Тому збільшувати попереднє напруження арматури A'_{sp} порівняно з розрахунковим значенням небезпечно і коефіцієнт γ_{sp} приймають більшим за одиницю.

Якщо в розрахунку коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$, то напруження σ_{sp} визначають за формулою

$$\sigma_{sc} = 500 - \gamma_{sp}\sigma'_{sp2}. \quad (4.6)$$

Необхідною умовою застосування розрахункових формул (4.2) та (4.3) є додержання нерівності (4.1). Порушувати цю умову допускається, якщо площу перерізу арматури визначають з розрахунку за 2-ю групою граничних станів або приймають з конструктивних міркувань.

Площу стиснутої зони бетону A_{bc} , її висоту та положення центра ваги стиснутої зони визначають з умови (4.2), а несучу здатність перерізу — з умови (4.3).

Переармовані елементи, що працюють на згинання ($\xi > \xi_R$), розраховують за формулами загального випадку розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів (див. п. 7.2.3), але в окремих випадках допускається наближений розрахунок (див. п. 4.5.4).

4.5. Розрахунок елементів прямокутного профілю

4.5.1. Перерізи з одиночною ненапруженою арматурою (рис. 4.9, б). У цьому випадку

$$A_{bc} = bx; \quad z = h_0 - 0,5x; \quad A'_s = A_{sp} = A''_{sp} = 0$$

і згідно з рівняннями (4.2) та (4.3)

$$R_s A_s = R_b bx; \quad (4.7)$$

$$M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x). \quad (4.8)$$

Запишемо так само умову міцності відносно осі, що проходить через центр ваги стиснутої зони бетону:

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x), \quad (4.9)$$

звідки

$$A_s = \frac{M}{R_s (h_0 - 0,5x)}. \quad (4.10)$$

Для прямокутних перерізів умову (4.1) запишемо так:

$$x \leq \xi_R h_0. \quad (4.11)$$

З рівняння (4.7) висота стиснутої зони

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (4.12)$$

або

$$\xi = \frac{R_s}{R_b} \cdot \frac{A_s}{bh_0} = \mu \frac{R_s}{R_b}, \quad (4.13)$$

де μ — коефіцієнт армування, $\mu = A_s/bh_0$, або $\mu \% = A_s/bh_0 \cdot 100$ — відсоток армування.

З рівняння (4.13)

$$\mu = \xi \cdot \frac{R_b}{R_s}. \quad (4.14)$$

Максимальний вміст арматури при одиночному армуванні перерізу, коли $\xi = \xi_R$

$$\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s. \quad (4.15)$$

Максимальний процент армування елементів, що працюють на згинання, збільшується з підвищенням міцності бетону і зменшується з підвищенням міцності сталі. При $\mu \% > \mu_{\max} \%$, що відповідає $\xi > \xi_R$, переріз переармований.

Максимальні проценти армування залізобетонних елементів, що працюють на згинання, при бетоні класів B12,5...B30 і сталі А-II, А-III та В-I 1,3...3,2 %.

Максимально допустиме насичення арматурою в залізобетонних елементах застосовують порівняно рідко, оскільки це збільшує витрату сталі на конструкцію.

З умови мінімальної вартості конструкцій оптимальні проценти армування і відповідні їм значення відносної висоти стиснутої зони приймають: для балок $\mu \% = (0,5 \dots 0,6) \mu_{\max} \%$; $\xi = 0,3 \dots 0,5$; для плит $\mu \% = (0,2 \dots 0,3) \mu_{\max} \%$; $\xi = 0,1 \dots 0,2$.

Згідно з вимогами норм [13] процент армування елементів, що працюють на згинання, має бути не менш як $\mu_{\min} \% = 0,05 \%$.

Міцність нормальних перерізів з одиночною арматурою при заданих розмірах перерізу, армування та інших міцнісних характеристик матеріалів визначають за схемою алгоритму 4.1.

Коли задано зовнішній згинальний момент, перевіряють міцність $M < M_u$.

Якщо $x > \xi_R h_0$, переріз розраховують за формулами загального випадку (п. 7.2.3) або наближено за схемою алгоритму 4.5 (п. 4.5.4).

Розглянемо приклад розрахунку прямокутного перерізу з використанням схеми алгоритму 4.1.

Приклад 4.1. Перевірити міцність нормального перерізу залізобетонної балки прямокутного профілю.

В и х і д н і д а н і: $M = 95 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $h = 400 \text{ мм}$; $b = 200 \text{ мм}$; $A_s = 1018 \text{ мм}^2$ ($4\emptyset 18 \text{ AIII}$); бетон важкий B20: $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35 \text{ МПа}$ (табл. 2.1), $\alpha = 0,85$; арматура класу А-III; при $d > 10 \text{ мм}$ $R_s = 365 \text{ МПа}$ (табл. 2.2), $\sigma_{sp} = R_s = 365 \text{ МПа}$.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 4.1.

1. $h_0 = h - a = 400 - 50 = 350 \text{ мм}$, де $a = 20 + 18 + \frac{25}{2} \approx 50 \text{ мм}$.
2. $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767$.
3. $\gamma_{b2} < 1$.
4. $\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628$.
5. $x = \frac{365 \cdot 1018}{10,35 \cdot 200} = 179,5 \text{ мм}$.
6. $x_R = 0,628 \cdot 350 = 218,8 \text{ мм}$.
7. $x = 179,5 \text{ мм} < x_R = 218,8 \text{ мм}$.
8. $M_u = 365 \cdot 1018 (350 - 0,5 \cdot 179,5) = 967 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 96,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
9. $M_u = 96,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 95 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Міцність перерізу забезпечена.

Проектуючи конструкції, перерізи елементів добирають за заданим згинальним моментом від зовнішніх навантажень M та міцнісними характеристиками матеріалів. Визначають розміри поперечного перерізу елемента та площу перерізу арматури або, коли розміри перерізу відомі, — саму тільки площу перерізу арматури.

Для спрощення розрахунків формулу (4.8) перетворюємо в залежність

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

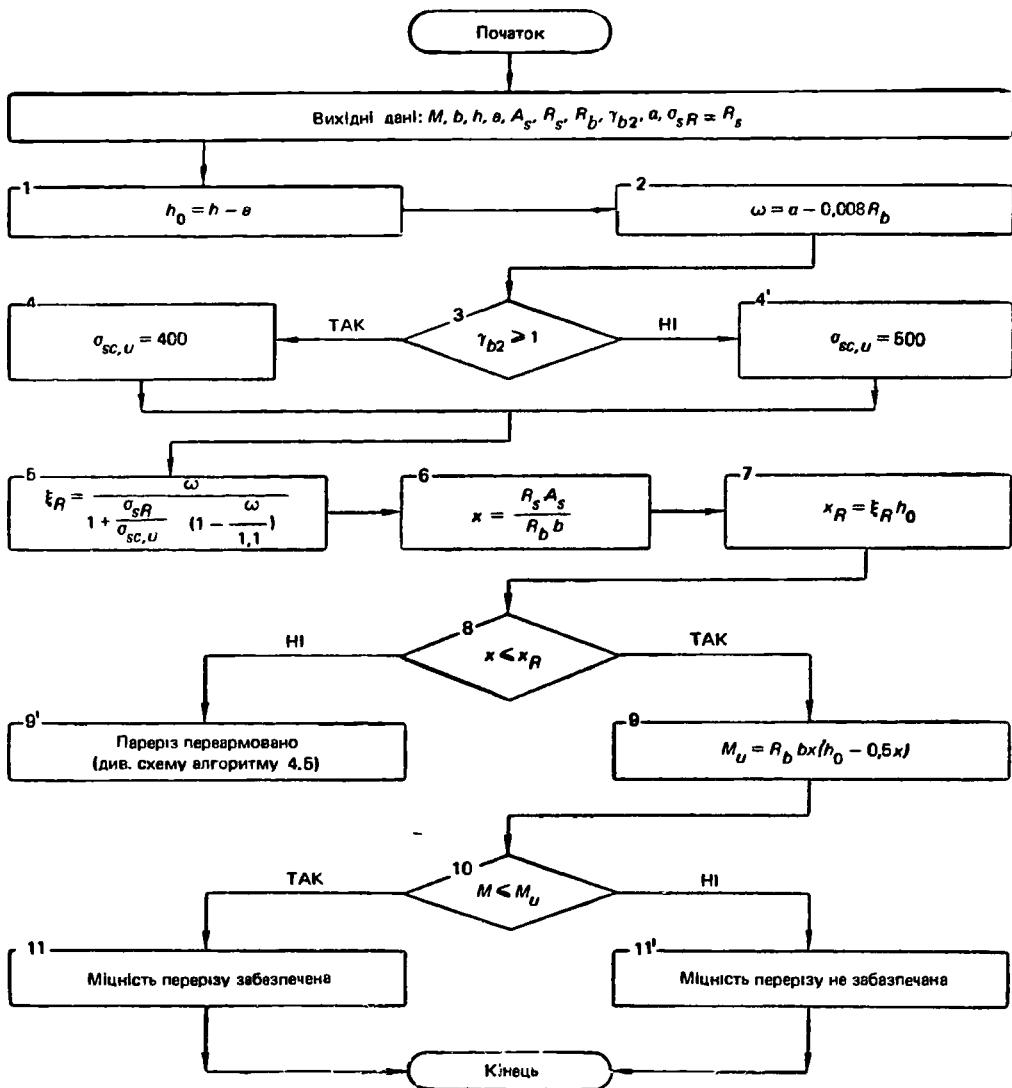


Схема алгоритму 4.1. Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з одиночною арматурою, що працюють на згинання

Позначивши

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi), \quad (4.16)$$

МАТИМЕМО

$$M = \alpha_m R_b b h_0^2. \quad (4.17)$$

З формули (4.9)

$$M = R_s A_s h_0 (1 - 0,5\xi).$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi, \quad (4.18)$$

матимемо

$$M = R_s A_s \zeta h_0. \quad (4.19)$$

Значення коефіцієнтів α_m та ζ залежно від відносної висоти стиснутої зони наведено в табл. 4.1.

Переріз арматури добирають з використанням таблиці у такій послідовності. Визначивши величини h_0 , ω та ξ_R за формулами (2.31) та (2.38), з умови (4.17) обчислюють коефіцієнт $\alpha_m = M/(R_b b h_0^2)$. Далі за табл. 4.1 визначають відповідні йому значення ξ та ζ і перевіряють умову (4.1). Якщо $\xi \leq \xi_R$, з формули (4.19) визначають потрібну площу перерізу арматури $A_s = M/(R_s \zeta h_0)$ і, використовуючи допоміжну табл. 5 [7], добирають діаметр та кількість стержнів поздовжньої арматури. Якщо $\xi > \xi_R$, необхідно або збільшити розміри перерізу, або клас бетону, або ж встановити за розрахунком арматуру в стиснутій зоні бетону (див. п. 4.5.3).

Таблиця 4.1. Коефіцієнти α_m та ζ

$\xi = x/h_0$	ζ	α_m	$\xi = x/h_0$	ζ	α_m	$\xi = x/h_0$	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1	0,50	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	—	—	—

Добираючи переріз елемента, робочу висоту h_0 визначають з формули (4.17). При цьому задаються шириною перерізу b і відносною висотою стиснутої зони ξ , що відповідає оптимальному проценту армування перерізу (див. п. 4.1):

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} . \quad (4.20)$$

Далі приймають уніфіковані розміри перерізу балки (див. п. 4.1) і визначають площу перерізу арматури A_s .

Відповідні приклади розрахунків з використанням алгоритмів (див. дод. 4, схеми алгоритмів 4 та 5) наведено в навчальному посібнику [7].

4.5.2. Перерізи з одиночною попередньо напруженою арматурою (рис. 4.9, в). У цьому випадку $A_{bc} = bx$; $z = h_0 - 0,5x$; $A'_{sp} = A'_s = 0$ і рівняння (4.2) та (4.3) перетворюються в залежності

$$\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s = R_b b x; \quad (4.21)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (4.22)$$

Формули (4.21) та (4.22) справедливі за умови (4.11).

Із залежності (4.21) визначають

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b} . \quad (4.23)$$

Коефіцієнт γ_{s6} обчислюють за формулою (2.39), а відстань від розтягнутої грані перерізу до рівнодійної зусилля в усій розтягнутій арматурі a за формулою (4.4).

Під час перевірки умови $x \leq \epsilon_R h_0$ значення x допускається визначати при коефіцієнті $\gamma_{s6} = 1$.

Міцність перерізів прямокутного профілю з одиночною попередньо напруженою арматурою визначають за схемою алгоритму 4.2.

При $\xi > \xi_R$ переріз розраховують за формулами загального випадку (п. 7.2.3) або наближено (п. 4.5.4) за схемою алгоритму 4.5.

Якщо додержано залежності (4.1) і використано табл. 4.1, умови (4.21) ... (4.23) набудуть вигляду

$$\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s = \xi R_b b h_0; \quad (4.24)$$

$$M = \alpha_m R_b b h_0^2 \text{ (див. (4.17));}$$

$$\xi = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b h_0} . \quad (4.25)$$

Щоб обчислити напруження σ_{sR} , визначають повні втрати попереднього напруження, що можливе лише за умови, коли відома площа перерізу арматури A_{sp} . Тому під час визначення площі A_{sp} допускається визначати ξ_R , прийнявши $\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = 0,6R_s$ при $\gamma_{s6} < 1$. Тоді

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - 0,6\gamma_{s6}R_s. \quad (4.26)$$

Початок

Вихідні дані: $b, h, e, A_s, A_{sp}, R_D, R_s$ (для A_s), R_s (для A_{sp}), $\sigma_{sp1}, \sigma_{sp2}, \gamma_{b2}, \alpha, \gamma_{sp1} > 1, \gamma_{sp2} < 1, \eta$

1 $h_0 = h - e$

2 $\omega = \alpha - 0,008 R_D$

Клас арматури

A-IV; A-V; A-VI;

B-II; Bp-II; K-7, K-19

3 Спосіб попереднього напруження арматури

Механічний

Електротермічний та електротермомеханічний

3' Спосіб попереднього напруження арматури – будь-який

Автоматизований

Неавтоматизований

4 $\Delta\sigma_{sp} = 1500\gamma_{sp2}\sigma_{sp1}/R_s - 1200$

5 $\Delta\sigma_{sp} > 0?$

НІ

ТАК

6 $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp2}\sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{sp}$

6' $\Delta\sigma_{sp} = 0$

8 $\sigma_{sc,u} = 400$

ТАК

7 $\gamma_{b2} > 1?$

НІ

8' $\sigma_{sc,u} = 500$

9
$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} (1 - \frac{\omega}{1,1})}$$

10
$$x_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_D b}$$

11 $\xi_1 = x_1 / h_0$

ТАК

НІ

13 $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi / \xi_R - 1)$

ТАК

НІ

15
$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_D b}$$

15' $\gamma_{s6} = \eta$

16 $\xi = x / h_0$

18 Перевір' неармировано (див. схему алгоритму 4.5)

ТАК

17 $\xi < \xi_R?$

НІ

19 $M_u = R_D b x (h_0 - 0,5x)$

Кінець

Площу перерізу попередньо напруженої арматури A_{sp} обчислюють у такій послідовності. Обчисливши σ_{sR} та ξ_R за формулами (4.27) та (2.38), визначають з формули (4.17) α_m і за табл. 4.1 відповідні значення ξ та ζ . Якщо умова (4.1) задовольняється, тобто $\xi \leq \xi_R$, то за формулою (2.39) обчислюють коефіцієнт $\gamma_{s6} \leq \eta$ і визначають площу перерізу напруженої арматури за формулою

$$A_{sp} = \frac{M - R_s A_s \zeta h_0}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_0} \quad (4.27)$$

і добирають діаметр та кількість стержнів (дротин) поздовжньої арматури.

Якщо $\xi > \xi_R$, треба збільшити розміри перерізу або клас бетону, або ж передбачити в розрахунку арматуру в стиснутій зоні бетону (див. п. 4.5.3).

Відповідні приклади розрахунку з використанням алгоритмів (дод. 4, схема алгоритму 6) наведено в навчальному посібнику [7].

Проектуючи попередньо напружені елементи із змішаним армуванням, які працюють на згинання, необхідно прагнути, щоб у ненапруженій арматурі напруження на момент зруйнування досягали граничних. Інакше міцність арматури не буде використана повністю і ефективність мішаного армування знизиться.

Експериментальні дослідження * показали, що при однаковій міцності елементів найменшої витрати сталі досягають при однаковому класі розтягнутої напруженої (A_{sp}) та ненапруженої (A_s) арматури.

Міцність нормальних перерізів елементів із змішаним армуванням, які працюють на згинання, практично не залежить від того, яка частина із загальної кількості розтягнутої високоміцної арматури зазнає попереднього напруження, але залежить від його величини (рівня), відношення ξ/ξ_R та виду бетону.

Зі збільшенням ξ/ξ_R та величини σ_{sp} напруження в арматурі A_s на момент зруйнування зменшуються, проте, як показали досліди, якщо $\xi/\xi_R \leq 0,3$, при будь-якому рівні попереднього напруження на момент зруйнування напруження в арматурі A_s та A_{sp} однакові, а при $\xi/\xi_R \leq 0,5$ і армуванні сталлю класу А-VI напруження в арматурі A_s досягають граничних.

Отже, як правило, під час розрахунку міцності нормальних перерізів елементів з мішаним армуванням, які працюють на згинання, всю розтягнуту арматуру — напружену і ненапружену — вводять у розрахунок з напруженням $\gamma_{s6} R_s$. При цьому попереднє напруження призначають з умови задоволення вимог другої групи граничних станів.

4.5.3. Перерізи з подвійною ненапруженою арматурою. У перерізах з подвійною арматурою, крім арматури A_s , ставлять розрахункову арматуру у стиснутій зоні A_s . Такі перерізи характеризуються підвищеною витратою сталі, а тому застосування їх має бути економічно виправдане. Перерізи з подвійною арматурою застосовують, коли при різних схемах завантаження елемента, що працює

* Бетон и железобетон.— 1987.— № 1.

на згинання, в перерізі діють моменти різних знаків (наприклад, у середніх прольотах нерозрізних балок), а також коли міцність бетону стиснутої зони перерізу з одиночною арматурою при заданій марці бетону недостатня ($\xi > \xi_R$) і розміри перерізу не можна збільшувати, у зв'язку з обмеженням габаритів елемента споруджуваної будівлі, вантажності крана або з інших причин.

Арматуру в стиснутій зоні використовують тільки в межах можливої деформативності бетону. Середнє значення відносних граничних деформацій бетону при стисканні ϵ_{bu} короткочасно діючим навантаженням приймають рівним 0,002. Найбільші напруження, що виникають у стиснутій арматурі, визначають, виходячи із сумісності деформацій бетону та сталі $\epsilon_s = \epsilon_{bu}$:

$$\sigma_{sc} = \epsilon_s E_s = \epsilon_{bu} E_s = 0,002 (1,8 \dots 2,1) 10^5 = 360 \dots 420 \text{ МПа.}$$

Тому вважають, що в разі застосування для стиснутої арматури сталі з розрахунковим опором $R_s \leq 400 \text{ МПа}$ (А-II, А-III) міцність арматури використовується повністю. Коли конструкцію завантажено довгочасно діючим навантаженням, а міцність бетону вводять у розрахунок із коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{b2} < 1$, величина $\epsilon_{bu} = 0,0025$ і граничні напруження збільшуються. Для армування стиснутої зони можна застосовувати сталі і з вищим розрахунковим опором (А-IV, А-V), але в усіх випадках $R_{sc} \leq 500 \text{ МПа}$.

Враховуючи арматуру A'_s , щоб забезпечити стійкість стиснутих стержнів, необхідно додержувати конструктивних вимог щодо діаметра та кроку поперечних стержнів для стиснутих елементів (див. п. 7.1).

Формули для розрахунку прямокутних перерізів з подвійною арматурою (рис. 4.10, а) виводять з рівнянь (4.2) та (4.3) при

$$A_{bc} = bx; \quad z = h_0 - 0,5x; \quad z_s = h_0 - a';$$

$$A_{sp} = A'_{sp} = 0;$$

$$R_s A_s = R_b bx + R_{sc} A'_s; \quad (4.28)$$

$$M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.29)$$

З формули (4.29)

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (4.30)$$

або

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0}. \quad (4.31)$$

Формули можна застосовувати, якщо задовольняється умова (4.11).

Якщо $x > \xi_R h_0$, переріз розраховують за формулами загального випадку (п. 7.2.3) або наближено за схемою алгоритму 4.5 (п. 4.5.4).

Якщо за формулою (4.30) $x \leq 0$, що можливо, коли $R_{sc}A'_s \geq R_s A_s$, то міцність перевіряють або без урахування роботи бетону стиснутої зони за формулою

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a'), \quad (4.32)$$

або без урахування стиснутої арматури за формулами (4.7) та (4.8), як для перерізу з одиночною арматурою. Так виконують розрахунок.

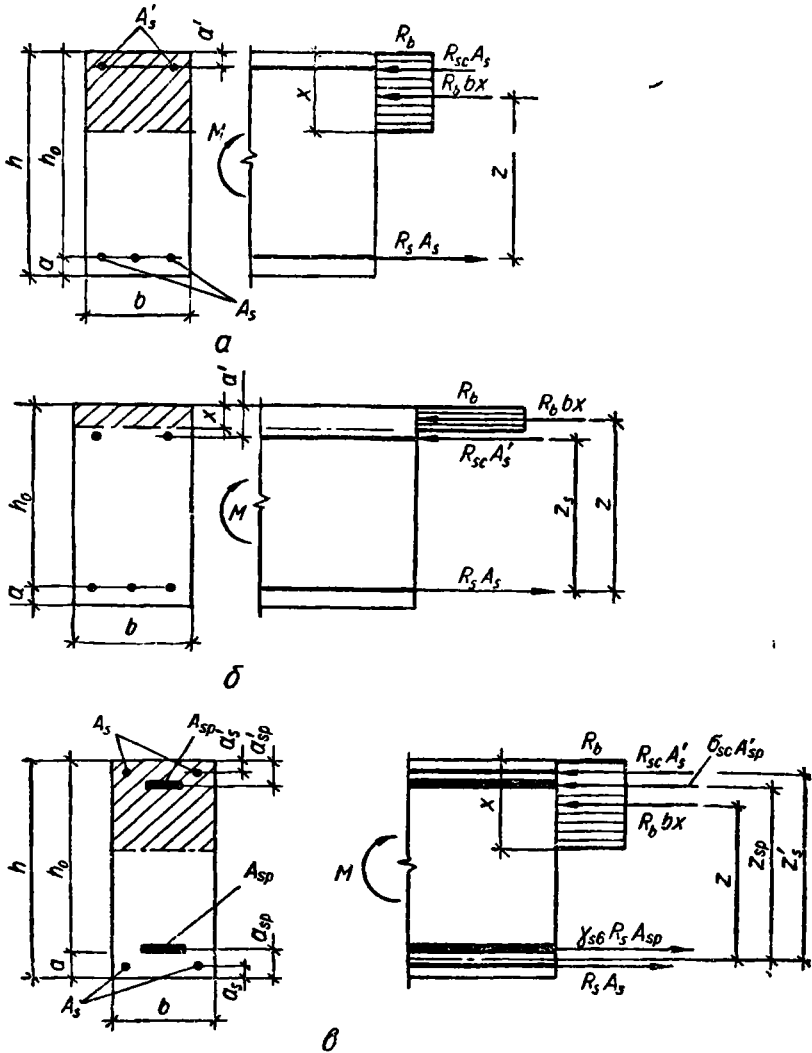


Рис. 4.10. Схема зусиль у поперечному перерізі при розрахунку на міцність перерізу, нормальних до поздовжньої осі елемента:

a — прямокутного профілю з подвійною ненапруженою арматурою; *б* — те саме, при $x < a'$; *в* — прямокутного профілю з подвійною попередньо напруженою і ненапруженою арматурою

якщо висота стиснутої зони, обчислена з урахуванням лише половини площі перерізу стиснутої арматури,

$$x = \frac{R_s A_s - 0,5 R_{sc} A'_s}{R_{l,b}} \leq a'. \quad (4.33)$$

У цьому випадку $z \geq z_s$ (рис. 4.10, б) і розрахункова несуча здатність вища, ніж у разі розрахунку за формулою (4.32).

Міцність нормальних перерізів визначають за схемою алгоритму 4.3. З урахуванням того, що $R_b b x (h_0 - 0,5x) = \alpha_m R_b b h_0^2$ і $x = \xi h_0$, умови (4.28) та (4.29) можна записати у вигляді

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s; \quad (4.34)$$

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.35)$$

При цьому має додержуватись умова (4.1).

З формули (4.34) визначають ξ , перевіряють умову (4.1), а далі за табл. 4.1 обчислюють значення α_m , що відповідає ξ , і за формулою (4.35) встановлюють міцність перерізу.

При $\xi > \xi_R$ розрахунок виконують за схемою алгоритму 4.5 відповідно до вказівок п. 4.5.4.

У доборі перерізу арматури трапляються два випадки розрахунку.

У першому випадку міцність стиснутої зони бетону перерізу з одиночною арматурою виявляється недостатньою ($x > \xi_R h_0$) і її потрібно підсилювати стиснутою арматурою A'_s .

Очевидно, що найменша кількість арматури, потрібна за розрахунком $A_s + A'_s = \min$, буде при найбільшій для нормально армованих елементів стиснутої зони бетону, тобто при $x = x_R$. Площу арматури A_s та A'_s в цьому випадку визначають за схемою алгоритму 4.4.

У другому випадку в стиснутій зоні вже є арматура A'_s , яку враховують у розрахунку. З формули (4.35) визначають

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \quad (4.36)$$

і залежно від додержання умов $\alpha_m < \alpha_R$ та $\alpha_m \leq 0,4$ за п. 15 або 15' схеми алгоритму 4.4 визначають потрібну площу розтягнутої арматури.

4.5.4. Переріз з подвійною попередньо напруженою арматурою. Попередньо напружена арматура у стиснутій зоні елемента, що працює на згинання, звичайно збільшує висоту стиснутої зони бетону і зменшує несучу здатність конструкції. Тому застосовувати її доцільно лише в тому разі, коли потрібно забезпечити тріщиностійкість

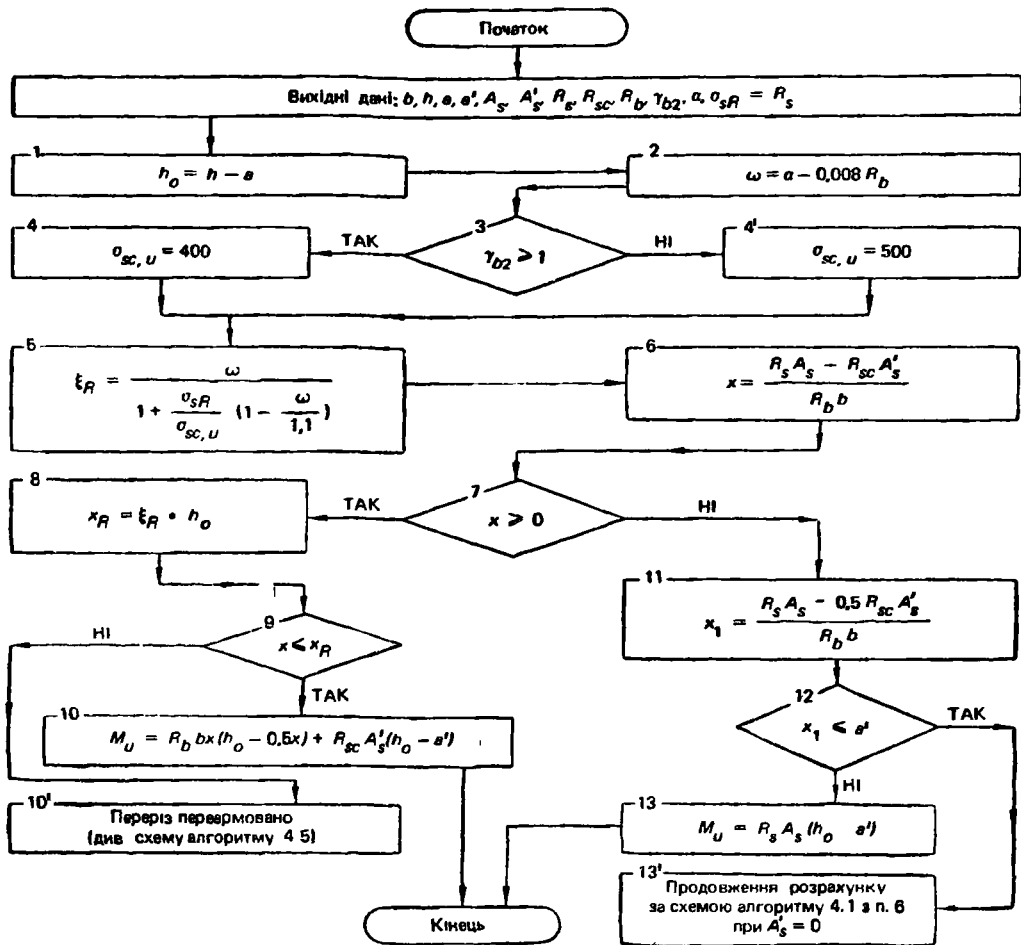


Схема алгоритму 4.3. Визначення міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю, що працюють на згинання, з подвійною напруженою арматурою

зони, стиснутої від навантаження, але розтягнутої від попереднього обтискування у стадії виготовлення, транспортування і монтажу конструкції, коли елемент, що працює на згинання, зазнає дії багаторазово повторюваних або знакозмінних навантажень, а також в інших випадках. Міцність стиснутої зони бетону в таких елементах у разі потреби можна збільшити за рахунок стиснутої ненапруженої арматури.

Площу перерізу попередньо напруженої арматури в стисnutій зоні A'_{sp} звичайно призначають конструктивно в межах 15...20 % від площі розтягнутої попередньо напруженої арматури A_{sp} .

Формули для розрахунку прямокутних перерізів з подвійною попередньо напруженою арматурою (рис. 4.10, в) виводять з

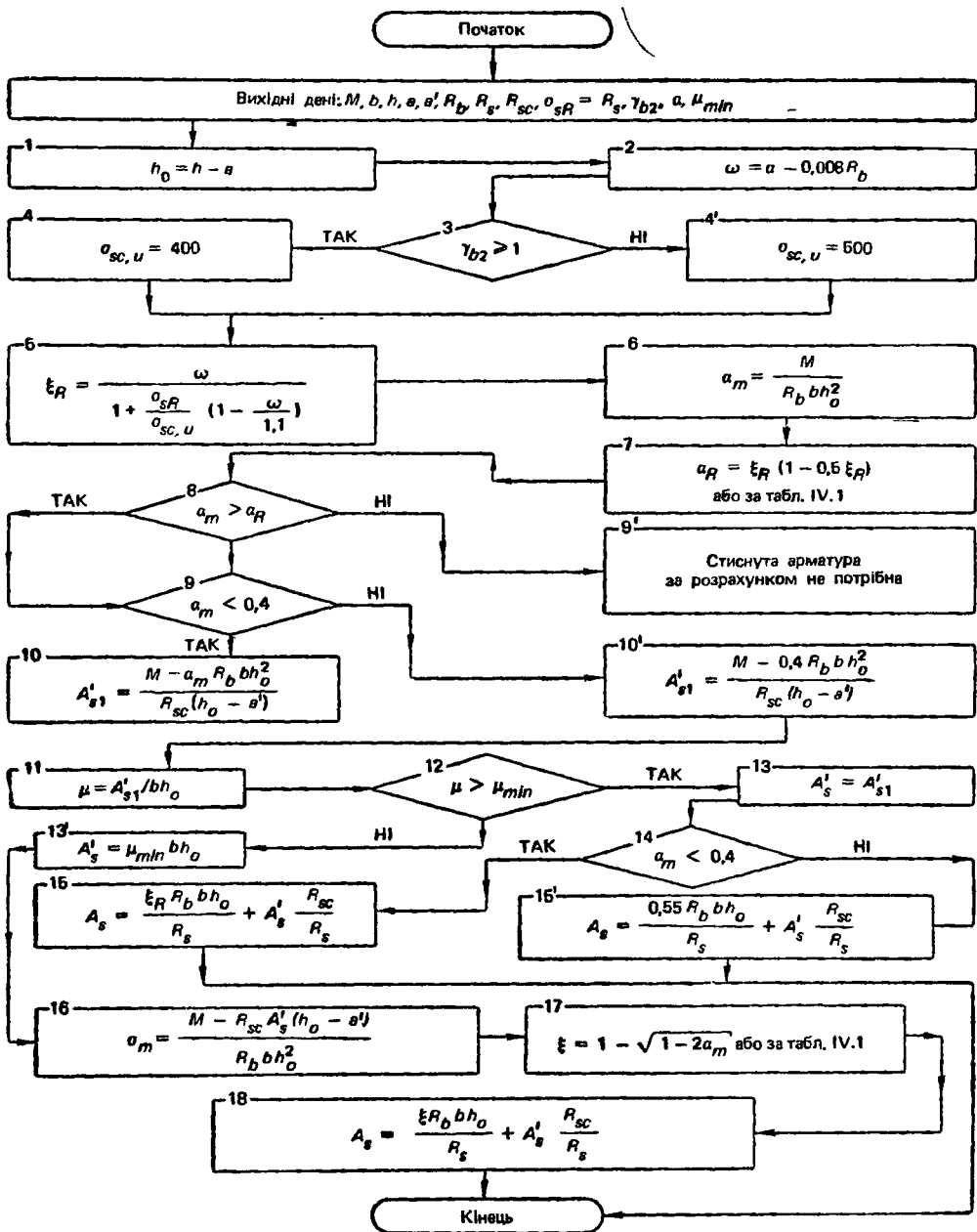


Схема алгоритму 4.4. Визначення площі перерізу поздовжньої ненапруженої арматури в елементах, що працюють на згинання, з подвійною арматурою за умовою міцності нормальних перерізів

рівнянь (4.2) та (4.3) при $A_{bc} = bx$; $z = h_0 - 0,5x$; $z_s = h_0 - a'_s$ та $z_{sp} = h_0 - a_{sp}$

$$\gamma_{s6}R_sA_{sp} + R_sA_s = R_bbx + R_{sc}A'_s + \sigma_{sc}A'_{sp}; \quad (4.37)$$

$$M \leq R_bbx(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'_s) + \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp}). \quad (4.38)$$

Висоту стиснутої зони визначають з умови (4.37):

$$x = \frac{\gamma_{s6}R_sA_{sp} + R_sA_s - R_{sc}A'_s - \sigma_{sc}A'_{sp}}{R_b b} \leq \xi_R h_0. \quad (4.39)$$

При $\xi > \xi_R$ розрахунок ведуть за схемою алгоритму 4.5 відповідно до вказівок п. 4.5.4.

Якщо за формулою (4.39) $x \leq 0$, то міцність перерізу перевіряють з умови

$$M \leq (\gamma_{s6}R_sA_{sp} + R_sA_s)(h_0 - a'), \quad (4.40)$$

де γ_{s6} приймають відповідно до параграфу 2.10.

Відповідні приклади розрахунку з використанням алгоритмів (додаток 1, схема алгоритму 7) наведено в посібнику [7].

Площу перерізу попередньо напружуваної арматури A_{sp} та A'_{sp} в елементах, що працюють на згинання, визначають у такій послідовності. Спочатку виконують розрахунок без урахування напружуваної арматури в стиснутій зоні (п. 4.5.2) і знаходять потрібну площу перерізу попередньо напружуваної арматури A_{sp} в розтягнутій зоні. Потім призначають площу перерізу арматури A'_{sp} і після визначення напружень у попередньо напружуваній арматурі A_{sp} та A'_{sp} з урахуванням втрат σ_{sp2} та σ'_{sp2} виконують остаточну перевірку міцності нормальних перерізів з урахуванням усієї напружуваної і ненапружуваної арматури.

4.5.5. Розрахунок переармованих перерізів. Проектувати елементи, що працюють на згинання і руйнуються у стиснутій зоні бетону при напруженнях у розтягнутій арматурі, менших від граничних, тобто при $\xi > \xi_R$, економічно не вигідно, бо це призводить до перевитрати арматури і допустиме лише тоді, коли потрібно збільшити площу розтягнутої арматури з конструктивних умов або щоб забезпечити вимоги розрахунку за 2-ю групою граничних станів. Такі перерізи елементів, що працюють на згинання, є переармованими. Розраховувати їх треба за формулами для загального випадку розрахунку міцності нормальних перерізів з обчисленням напружень в усіх арматурних стержнях залежно від їх положення в перерізі і відносної висоти стиснутої зони бетону (див. параграф 2.10 та п. 7.2.3).

Проте під час розрахунку елементів, що працюють на згинання, симетричних відносно осі, яка збігається з площиною вигину, робочу

арматуру звичайно встановлюють поблизу розтягнутої грані перерізу в один або два, рідше — у три ряди. При цьому напруження у стержнях кожного ряду різняться між собою не дуже, і їх наближено можна вважати однаковими. Це значно спрощує розрахунок, який виконують відповідно до норм [13] за наведеними вище формулами із заміною R_s на σ_s .

В елементах без попереднього напруження, що працюють на згинання, висоту стиснутої зони визначають з формули

$$\sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x, \quad (4.41)$$

де

$$\sigma_s = \frac{0,2 + \xi_R}{0,2 + \xi} R_s. \quad (4.42)$$

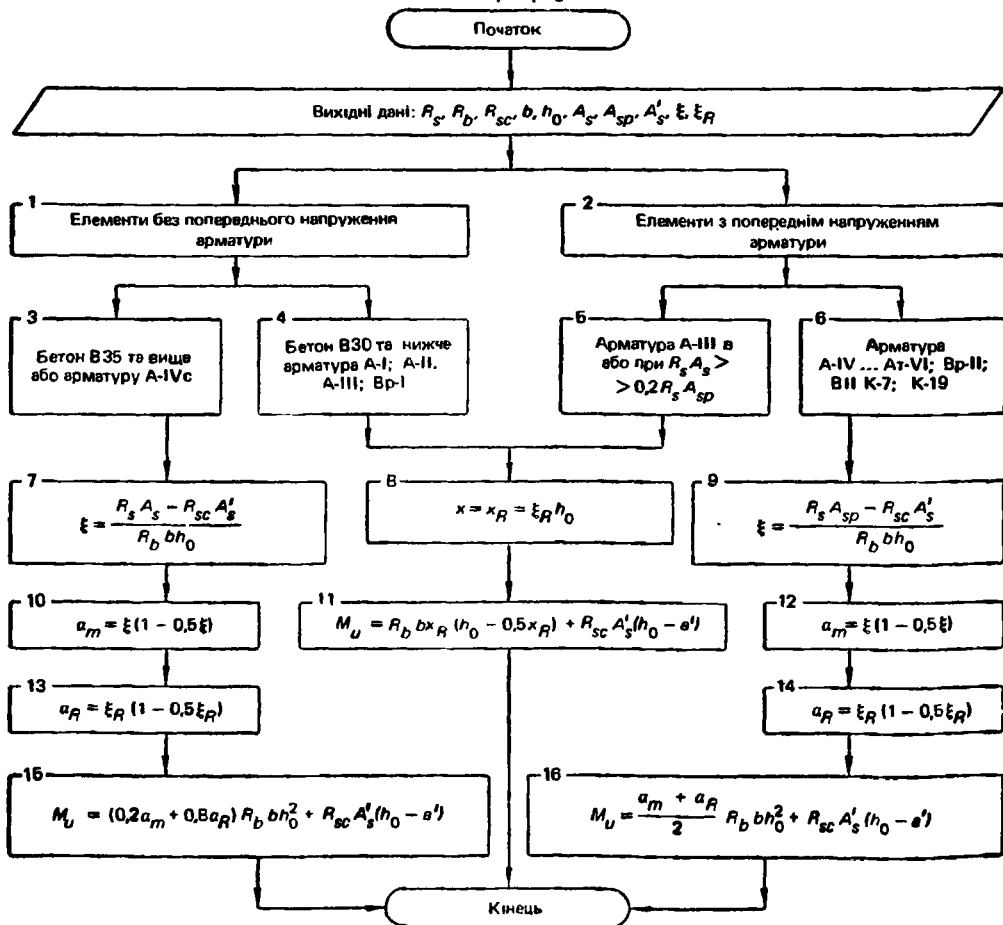


Схема алгоритму 4.5. Розрахунок елементів прямокутного профілю, що працюють на згинання, з подвійною арматурою A_s (A_{sp}) та A'_s при $\xi > \xi_R$

Тут ξ при напруженнях у розтягнутій арматурі, які дорівнюють R_s , обчислюють за формулою (4.31).

Розрахунок можна виконувати наближений без визначення напружень в арматурі A_s . При цьому відповідно до [13] для елементів з бетону класу B30 і нижче з ненапруженою арматурою класів А-I, А-II, А-III та Вр-I приймають $x = x_R = \xi_R h_0$ (або $\xi = \xi_R$; $\alpha_m = \alpha_R$), а в разі застосування бетону класів B35 та вище або арматури класу Ат-IVс у формулу (4.35) замість α_m вводять $(0,2\alpha_m + 0,8\alpha_R)/2$ [13].

В разі розрахунку попередньо напружених елементів, якщо $\xi > \xi_R$, напруження в арматурі визначають за формулою

$$\sigma_s = \frac{0,2 + \xi_R}{0,2 + \xi + 0,35 \cdot \frac{\sigma_{sp2}}{R_s} (1 - \xi/\xi_R)} R_s. \quad (4.43)$$

При цьому σ_{sp2} обчислюють, коли $\gamma_{sp} > 1$.

Відповідно до [20] елементи з напруженою арматурою допускається розраховувати за формулами (4.34) та (4.35), замінивши α_m на величину $(\alpha_m + \alpha_R)/2$, де α_m обчислюють з формули (4.35) при напруженнях в арматурі A_{sp} , що дорівнюють R_s , і $\gamma_{s6} = 1$.

При напруженій арматурі із сталі класу А-IIIв, а також при значній площі ненапруженої арматури з фізичною границею текучості при $R_s A_s > 0,2R_s A_{sp}$ величину $(\alpha_m + \alpha_R)/2$ замінюють на α_R .

Перерізи елементів прямокутного профілю, що працюють на згинання, при $\xi > \xi_R$ рекомендується розраховувати за схемою алгоритму 4.5.

4.6. Розрахунок елементів таврового профілю

У разі проектування окремих балок та плит, а також у складі монолітних ребристих перекриттів широко застосовують таврові перерізи, які складаються з полиці та ребра (рис. 4.11). Найчастіше застосовують елементи з полицею в стиснутій зоні (рис. 4.11, а). Такий профіль порівняно з прямокутним перерізом, ширина якого дорівнює ширині полиці, має практично однакову несучу здатність, але значно меншу витрату бетону у зв'язку з меншими розмірами перерізу в розтягнутій зоні. Таврові перерізи з полицею в розтягнутій зоні (рис. 4.11, б) застосовують рідше, бо в цьому разі полиця не підвищує несучої здатності залізобетонного елемента. Такі перерізи розраховують, як прямокутні, ширина яких дорівнює ширині ребра.

Збірні попередньо напружені елементи таврового профілю проектують як з одиночним, так і з подвійним армуванням (підкранові балки, плити та балки покриттів та ін.). Тавровий переріз з ненапруженою арматурою має, як правило, одиночне армування.

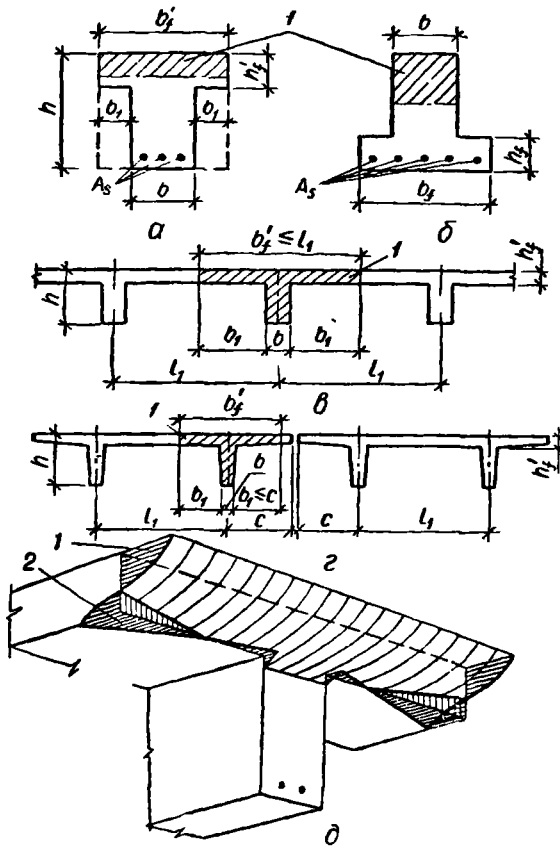


Рис. 4.11. Типи таврових перерізів: а — переріз із полицею в стиснутій зоні; б — те саме, в розтягнутій зоні; в — тавровий переріз у складі монолітного ребристого перекриття. г — те саме, при збірних перекриттях; д — схема розподілу напружень у полиці таврового перерізу; 1 — стиснута зона; 2 — розтягнута зона

Коли ширина полиці велика, віддалені від ребра ділянки, що звисають, менше напружені порівняно з розташованими поблизу від ребра (рис. 4.11, д). Тому норми обмежують ширину звисів полиці в кожен бік від ребра (рис. 4.11, в та г).

Для окремих балок при консольних звисах полиці ширину звисів b_1 та ширину полиці b_f приймають при $h_f > 0,1h$

$$b_1 \leq 6h_f; \quad b_f = 12h_f + b;$$

при $0,1h > h_f \geq 0,05h$

$$b_1 \leq 3h_f; \quad b_f = 6h_f + b.$$

Якщо $h_f < 0,05h$, звисів полиць у розрахунку до

уваги не беруть. У розрахунку монолітних та збірних ребристих плит ширину звисів b_1 приймають не більшою від половини відстані у простві між ребрами і не більш як $1/6$ прольоту розраховуваного елемента, тобто $b_1 \leq l_1$ та $b_1 \leq 1/3l + b$ (рис. 4.11, в).

Якщо товщина полиці $h_f \leq 0,1h$ і немає поперечних ребер, або їх крок більший за відстань між поздовжніми ребрами, то b_1 приймають не більш як $6h_f$, а $b_f = 12h_f + b$.

4.6.1. Перерізи з одиночною попередньо напруженою і ненапруженою арматурою. Залежно від положення нейтральної осі можливі два розрахункових випадки.

В и п а д о к I. Якщо $x \leq h_f$, нейтральна вісь проходить у межах полиці (рис. 4.12, а). Цей випадок трапляється в розрахунку елементів з дуже розвиненою полицею (збірні плити покриттів та перекриттів, балки монолітних ребристих перекриттів тощо). Такі перерізи розраховують, як прямокутні з шириною, що дорівнює ширині полиці b_f ,

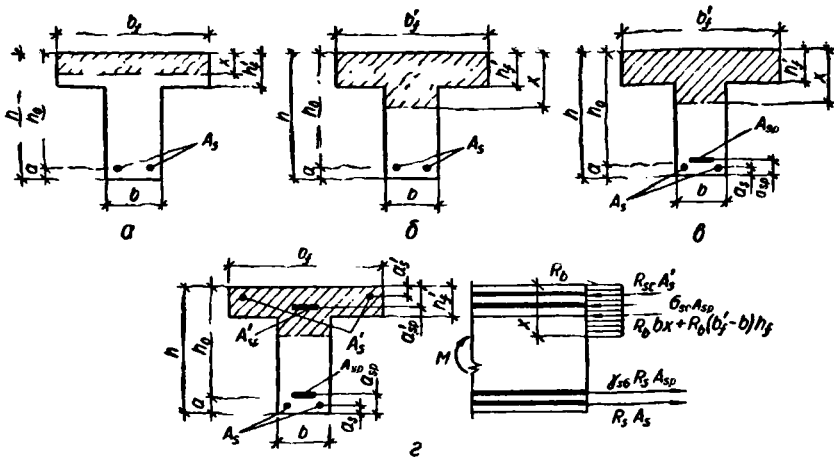


Рис. 4.12. До розрахунку на міцність нормальних перерізів елементів таврового профілю з полицею в стиснутій зоні:

a — I випадок розрахунку ($x \leq h_f'$); *б* — II випадок ($x > h_f'$) для елемента з одиночною ненапруженою арматурою; *в* — те саме, з попередньо напруженою і ненапруженою арматурою; *г* — схема зусилля у поперечному перерізі елемента з подвійною попередньо напруженою і ненапруженою арматурою

за формулами (4.7)...(4.21). При цьому мінімальний відсоток армування перерізу визначають як відношення площі розтягнутої арматури $A_{sp} + A_s$ до робочої площі ребра bh_0 без урахування звисів полиці.

В и п а д о к II. Якщо $x > h_f'$, нейтральна вісь перетинає ребро. Вся полиця і частина перерізу ребра стиснуті (рис. 4.12, б). Цей випадок можливий під час розрахунку елементів із слабо розвиненою полицею (балки перекриттів та покриттів, підкранові балки і т. ін.). Якщо $A'_c = A'_{sp} = 0$, то з рівнянь (4.2) та (4.3) визначаємо основні умови міцності:

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (4.44)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (4.45)$$

Висоту стиснутої зони визначають з формули (4.44). При цьому треба додержувати умови (4.11):

$$x = \frac{R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} \leq x_{R_s} \quad (4.46)$$

Випадки розрахунку таврових перерізів розрізняють за такими ознаками.

Під час визначення міцності перерізу нейтральна вісь проходить у полиці, якщо зусилля в розтягнутій арматурі менше від зусилля, що сприймається повністю стиснутою полицею, або дорівнює йому. В іншому випадку нейтральна вісь перетинає ребро. Отже,

Початок

Вихідні дані: $b, h, b'_f, h'_f, a, a'_s, a'_{sp}, A_s, A_{sp}, A'_s, A'_{sp}, R_s$ (для A_{sp}), R_s (для A_s), $R_{sc}, \sigma_{sp1}, \sigma_{sp2}, \eta, a, \gamma_{b2}, \gamma_{sp1} > 1, \gamma_{sp2} < 1$

1 $h_0 = h - a$

2 $\omega = a - 0,008 R_b$

Клас арматури

A-IV; A-V; A-VI

B-II, Bp-II; K-7; K 19

Спосіб попереднього напруження арматури

Механічний

Електротермічний та електротермомеханічний

Спосіб попереднього напруження арматури – будь-який

Автоматизований

Неавтоматизований

3 $\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \gamma_{sp2} \sigma_{sp1} / R_s - 1200$

4 $\Delta\sigma_{sp} > 0$

ТАК

НІ

5 $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp2} \sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{sp}$

5 $\Delta\sigma_{sp} = 0$

7 $\sigma_{sc, u} = 400$

6 $\gamma_{b2} > 1$

7 $\sigma_{sc, u} = 500$

6
$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

9 $R_s A_{sp} + R_s A_s < R_b b'_f h'_f$

ТАК

10 Продовження розрахунку за схемою алгоритму 4.2 при $b = b'_f$

10
$$\xi = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b h_0}$$

11

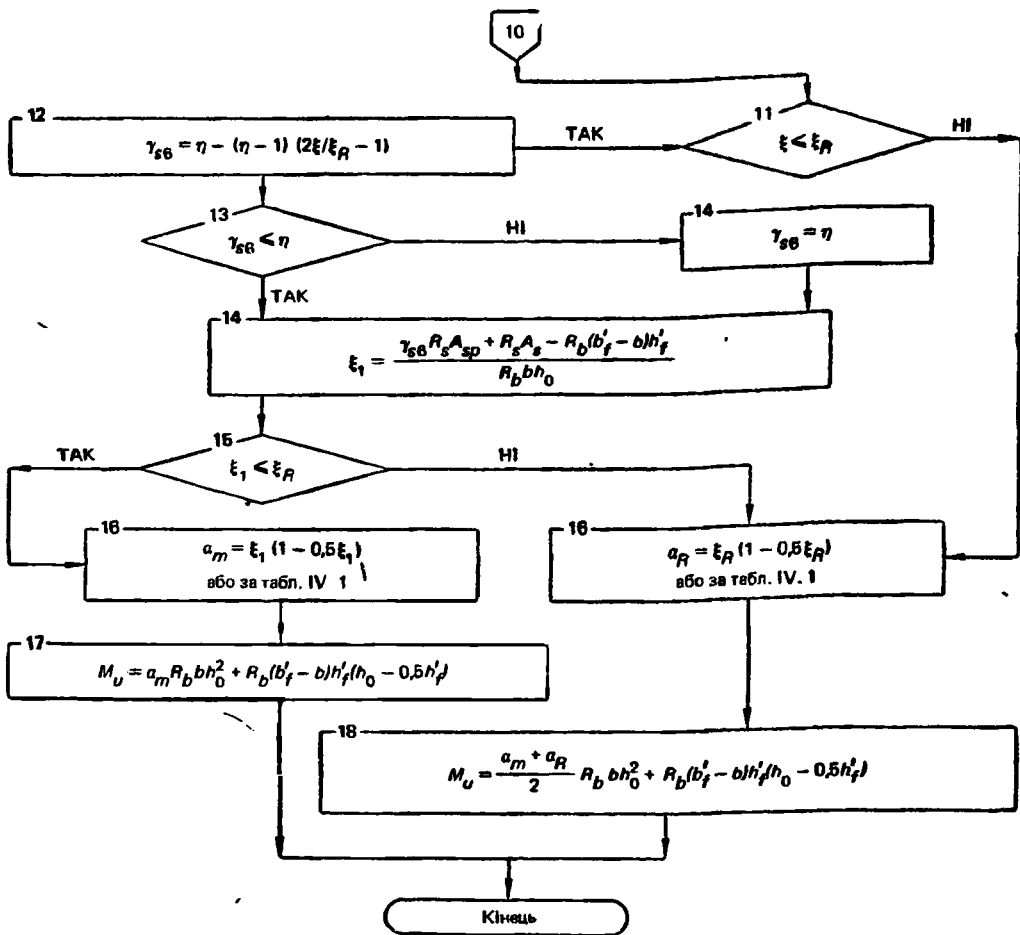


Схема алгоритму 4.6. Визначення міцності нормальних перерізів таврового профілю, що працюють на згинання, з одиночною напруженою і ненапруженою арматурою

для випадку I ($x \leq h_f'$)

для випадку II ($x > h_f'$)

$$\left. \begin{aligned} R_s A_s + \gamma_{св} R_s A_{сп} &\leq R_b b_f' h_f' \\ R_s A_s + \gamma_{св} R_s A_{сп} &> R_b b_f' h_f' \end{aligned} \right\} \quad (4.47)$$

Під час розрахунку поперечного перерізу арматури A_s ($A_{сп}$) визначають момент внутрішніх сил M_f відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури $A_{сп} + A_s$ для випадку, коли вся полиця перерізу стиснута і нейтральна вісь проходить по нижній її грані і порівнюється з моментом від зовнішніх навантажень. Нейтраль-

на вісь проходить у полиці, якщо $M \leq M_f$; в іншому випадку вона перетинає ребро. Отже:

для випадку I ($x \leq h_f$)

$$M \leq R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f');$$

для випадку II ($x > h_f$)

$$M > R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f').$$

(4.48)

Під час розрахунку з використанням табл. 4.1 умови (4.44) та (4.45) можна записати у вигляді

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} = \xi R_b b h_0 + R_b (b_f' - b) h_f'; \quad (4.49)$$

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f'). \quad (4.50)$$

При цьому необхідно додержувати умови (4.1). Під час перевірки умов (4.1) та (4.11) значення ξ та x визначають при коефіцієнті $\gamma_{s6} = 1$.

Міцність таврових перерізів з одиночною напруженою арматурою визначають за схемою алгоритму 4.6. При цьому, якщо $\xi > \xi_R$, розрахунок виконують з використанням формул (4.49) та (4.50) і з урахуванням вказівок п. 4.5.4.

Площу перерізу попередньо напруженої арматури A_{sp} при заданій площі розтягнутої ненапруженої арматури A_s визначають у такій послідовності. З рівняння (4.50) обчислюють α_m і за табл. 4.1 вибирають відповідне значення ξ . Далі визначають коефіцієнт γ_{s6} і з формули (4.49) — площу арматури A_{sp} (схема алгоритму 9 [7]).

Якщо умови (4.1) не додержано ($\xi > \xi_R$), то міцність стиснутої зони недостатня і при заданих розмірах перерізу та класі бетону потрібна стиснута арматура. Площу перерізу A_s' визначають аналогічно до розрахунку прямокутних перерізів — з умови $A_s + A_{sp} + A_s' = \min$ при максимальному використанні бетону стиснутої зони, тобто при $\xi = \xi_R$ та $\alpha_m = \alpha_R$. Проте для елементів таврового профілю з полицею у стиснутій зоні доцільно не передбачати арматури A_s , а збільшувати розміри полиці h_f' та b_f' .

Таврові перерізи з одиночною напруженою арматурою розраховують з використанням формул (4.44)...(4.50), схеми алгоритму 4.6 (визначення міцності) та схеми алгоритму 9 з дод. 4 [7] (визначення A_s). При цьому приймають $A_{sp} = 0$, $\sigma_{sR} = R_s$, $\gamma_{s6} = 1$. Відповідні приклади розрахунку наведено в навчальній [1, 6, 7, 8, 12] та нормативній [19, 20] літературі.

4.6.2. Перерізи з подвійною попередньо напруженою і ненапруженою арматурою (рис. 4.12, з). При $x \leq h_f$ перерізи арматури A_{sp} та A_s' і міцність таврових перерізів обчислюють за формулами (4.37)...(4.40) відповідно до вказівок п. 4.5.4.

При $x > h'_f$ розрахунок ведуть за формулами

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp}; \quad (4.51)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}). \quad (4.52)$$

Висоту стиснутої зони визначають з рівняння (4.51):

$$x = \frac{R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b}. \quad (5.53)$$

В разі додержання умови (4.11) випадок розрахунку таврових перерізів зводиться до

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp}. \quad (4.54)$$

Якщо умова (4.54) виконується, то буде випадок I ($x \leq h'_f$), а коли ні, — випадок II ($x > h'_f$). При $\xi > \xi_R$ розрахунок виконують з використанням формул (4.51)...(4.54) і з урахуванням вказівок п. 4.5.4.

Приклад 4.2. Перевірити міцність нормального перерізу залізобетонної балки таврового профілю.

Вихідні дані: $M = 210$ кН · м; $b = 200$ мм; $h = 500$ мм; $b'_f = 400$ мм; $h'_f = 80$ мм; $a = a' = 50$ мм; бетон важкий класу B25; $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$ МПа (табл. 2.1), $\alpha = 0,85$; арматура попередньо напружена із сталі класу A-IV; $R_s = 510$ МПа, $R_{s,ser} = 590$ МПа (табл. 2.2), $A_{sp} = 804$ мм² (4Ø16), $\sigma_{sp} = 500$ МПа, $\sigma_{sp2} = 380$ МПа, $\gamma_{sp} = 1 \pm 0,1$, $\eta = 1,2$; арматура ненапружена із сталі класу A-II; $R_s = 280$ МПа (табл. 2.2); $A_s = 308$ мм² (2Ø14). Спосіб попереднього напруження арматури — механічний.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 4.6.

1. $h_0 = 500 - 50 = 450$ мм.

2. $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$.

3. $\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{500}{510} - 1200 = 271$ МПа.

4. $\Delta\sigma_{sp} = 271$ МПа > 0 .

5. $\sigma_{sR} = 510 + 400 - 0,9 \cdot 380 - 271 = 297$ МПа.

6. $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$.

7. $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

8. $\xi_R = \frac{0,746}{1 + \frac{297}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,626$.

9. Оскільки $510 \cdot 804 + 280 \cdot 308 = 496\,200$ Н $> 13,05 \cdot 400 \cdot 80 = 417\,600$ Н, то нейтральна вісь перетинає ребро.

10. $\xi_1 = \frac{510 \cdot 804 + 280 \cdot 308 - 13,05 (400 - 200) 80}{13,05 \cdot 200 \cdot 450} = 0,245$.

11. $\xi_1 = 0,246 < \xi_R = 0,626$. Арматура в стиснутій зоні не потрібна.

12. $\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \left(2 \frac{0,246}{0,626} - 1\right) = 1,24$.

13. $\gamma_{s6} = 1,24 > \eta = 1,2$. Приймаємо $\gamma_{s6} = 1,2$.

$$14. \xi = \frac{1,2 \cdot 510 \cdot 804 + 280 \cdot 308 - 13,05 (400 - 200) 80}{13,05 \cdot 200 \cdot 450} = 0,315.$$

15. $\xi = 0,315 < \xi_R = 0,626$.

16. $\alpha_m = 0,315 (1 - 0,5 \cdot 0,315) = 0,265$.

$$17. M_u = 13,05 (400 - 200) 80 (450 - 0,5 \cdot 80) + 0,265 \cdot 13,05 \cdot 200 \cdot 450^2 = 22\,566 \cdot 40^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 225,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перевіряємо умову:

$$M = 210 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_u = 225,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Міцність перерізу достатня.

4.7. Розрахунок елементів коробчастого, двотаврового, трапецуватого та трикутного профілів

У практиці застосовують також двотаврові, коробчасті, трапецуваті та трикутні перерізи елементів. Такі елементи розраховують за загальними формулами для перерізів будь-якого симетричного профілю (див. п. 4.4).

Перерізи двотаврового і коробчастого профілів розраховують на міцність без урахування розтягнутого бетону. Елементи двотаврового профілю розраховують аналогічно до таврових перерізів з полицею у стиснутій зоні завширшки b'_f . При цьому розрахунковою є вся поздовжня армагура, розміщена в розтягнутій зоні (рис. 4.13, а).

Коробчастий переріз (рис. 4.13, б) зводять до еквівалентного двотаврового з шириною ребра b , яка дорівнює сумі розмірів усіх ребер $b = \sum_1^n b_i$, і висотою,

що дорівнює висоті профілю (рис. 4.13, в). Ширину стиснутої полиці в розрахунку приймають згідно з вказівками п. 4.6. Такі перерізи розраховують на міцність, як таврові з полицею у стиснутій зоні без урахування розтягнутого бетону.

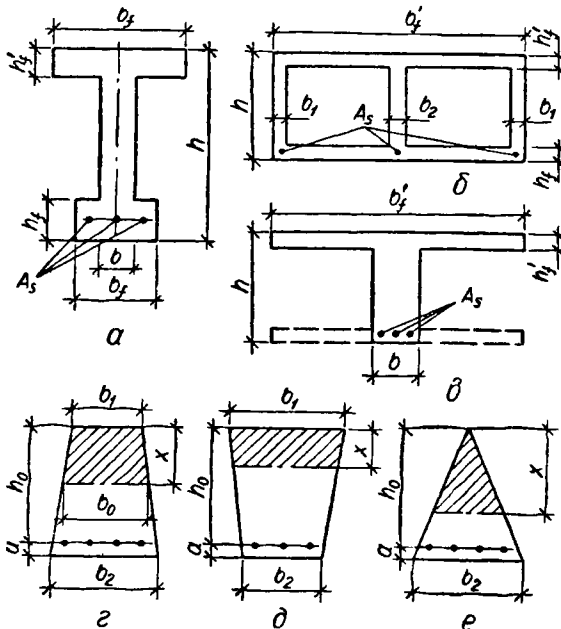


Рис. 4.13. Перерізи елементів, що працюють на згинання:

а — двотавровий; б — коробчастий; в — розрахунковий переріз; г і д — трапецуваті; е — трикутний

Перерізи трапецуватого і трикутного профілів розраховують за загальними рівняннями для перерізів будь-якого симетричного профілю (4.2) та (4.3). При трапецуватому перерізі (рис. 4.13, з та д) стиснута зона має форму трапеції.

Для перерізів з одиночною ненапруженою арматурою при $A_s = A_{sp} = A'_{sp} = 0$ рівняння міцності записують так:

$$R_s A_s = R_b A_{bc}; \quad (4.55)$$

$$M \leq R_b A_{bc} z_b = R_b S_b. \quad (4.56)$$

Площу стиснутої зони визначають за формулою

$$A_{bc} = \frac{b_1 + b_0}{2} x. \quad (4.57)$$

Для перерізу трапецуватого профілю з меншою основою вгорі

$$\frac{b_2 - b_1}{h_0} = \frac{b_0 - b_1}{x},$$

звідки

$$b_0 = b_1 + \xi b_2 - \xi b_1,$$

де $\xi = x/h_0$.

З урахуванням сказаного і формули (4.57)

$$A_{bc} = b_2 h_0 [n\xi - 0,5\xi^2 (n - 1)], \quad (4.58)$$

де $n = b_1/b_2$.

Відповідно

$$S_b = \left(n\xi - \frac{2n-1}{2} \xi^2 + \frac{n+1}{3} \xi^3 \right) b_2 h_0^2. \quad (4.59)$$

Вираз у дужках залежить від розмірів перерізу і відносної висоти стиснутої зони. Позначивши

$$n\xi - \frac{2n-1}{2} \xi^2 + \frac{n+1}{3} \xi^3 = \alpha_0 \quad (4.60)$$

і підставивши залежності (4.58) та (4.59) у формули (4.55) та (4.56), матимемо рівняння міцності перерізу

$$R_s A_s = R_b b_2 h_0 [n\xi - 0,5\xi^2 (n - 1)]; \quad (4.61)$$

$$M \leq \alpha_0 R_b b_2 h_0^2. \quad (4.62)$$

Для трапецуватого профілю з меншою основою вгорі (рис. 4.13, з) $b_1 < b_2$ і $n < 1$. Якщо менша основа внизу (рис. 4.13, д), то $b_1 > b_2$ і $n > 1$.

Для трикутного перерізу (рис. 4.13, е) $n = b_1/b_2 = 0$ і рівняння (4.60) та (4.61) спрощуються:

$$\alpha_0 = 0,5\xi^3 + \xi^3/3; \quad (4.63)$$

$$R_s A_s = 0,5\xi^2 R_b b_2 h_0. \quad (4.64)$$

Послідовність розрахунку трапецуватих перерізів така: під час перевірки міцності з рівняння (4.61) або (4.64) визначають ξ і за формулою (4.60) або (4.63) — величину α_0 , після чого за формулою (4.62) перевіряють міцність перерізу.

Щоб визначити площу перерізу арматури, з рівняння (4.62) визначають α_0 , далі розв'язують кубічне рівняння (4.60) або (4.63) і обчислюють ξ . Потім з формули (4.61) або (4.64) визначають площу перерізу арматури A_s .

4.8. Розрахунок елементів при косому згинанні

Якщо при згинанні елементів будь-якого симетричного профілю площа дії зовнішнього згинального моменту не збігається з віссю симетрії, то елемент зазнає косого згинання.

У загальному випадку елементи, що зазнають косого згинання при різних комбінаціях дій і різному положенні площини дії згинальних моментів, армують поздовжньою арматурою, розміщеною по всьому периметру перерізу. Якщо положення площини дії зовнішнього моменту в елементі постійне, арматуру розміщують тільки в розтягнутій зоні, якомога далі від межі стиснутої зони.

Розглянемо розрахунок елемента прямокутного профілю з ненапруженою арматурою, який косо згинається. Такі елементи часто зустрічаються у практиці будівництва.

Розраховуючи конструкцію, визначають діючий згинальний момент і положення площини його дії $A-A$ (рис. 4.14). Ця площа проходить через геометричну вісь елемента, утворюючи кут φ з площиною симетрії перерізу.

Проектуючи такі елементи, поздовжню розтягнуту арматуру розташовують так, щоб рівнодійна зусилля N_s була в тій самій площині. У цьому випадку площа, що проходить через точки прикладання рівнодійних зусиль у стиснутій і розтягнутій зонах перерізу $B-B$, збігається з площиною дії зовнішнього моменту $A-A$ (рис. 4.14).

Під час розрахунку елементів, що косо згинаються, стиснута зона може мати форму трикутника (рис. 4.14, *a*) або трапеції (рис. 4.14, *b*). Підсилювати її арматурою нерационально.

Елементи, що косо згинаються, в разі додержання умови (4.1) розраховують, виходячи з того, що $M_x \leq M_{xu}$, де

$$M_x = M \cos \varphi \leq R_s A_s (h_{0x} - x_0); \quad (4.65)$$

M_{xu} — проекція моменту внутрішньої пари сил на площину симетрії перерізу $x-x$.

Площу стиснутої зони A_{bc} визначають з рівності зусиль у розтягнутій арматурі N_s і стиснутій зоні бетону N_b :

$$R_s A_s = R_b A_{bc}. \quad (4.66)$$

Для виведення розрахункових формул приймають, що в усій арматурі напруження однакові і досягають R_s , оскільки вона розташована на майже однаковій відстані від нейтральної осі перерізу.

Положення межі стиснутої зони визначають з урахуванням того, що площа, в якій діють рівнодійні стиснутій і розтягнутій зонах, збігається з площиною дії зовнішнього моменту або паралельна їй.

Визначення розмірів трикутної стиснутої зони (рис. 4.14, а). По-
значимо

$$C = \frac{M_y}{M_x} = \frac{R_s A_s (h_{0y} - y_0)}{R_s A_s (h_{0x} - x_0)} = \frac{h_{0y} - y_0}{h_{0x} - x_0}, \quad (4.67)$$

де M_x та M_y — проекції згинального моменту, що діє у площині А—А на площині симетрії перерізу відповідно $x-x$ та $y-y$.

При трикутній формі стиснутої зони:

$$x_0 = \frac{1}{3} x_1; \quad y_0 = \frac{1}{3} y_1. \quad (4.68)$$

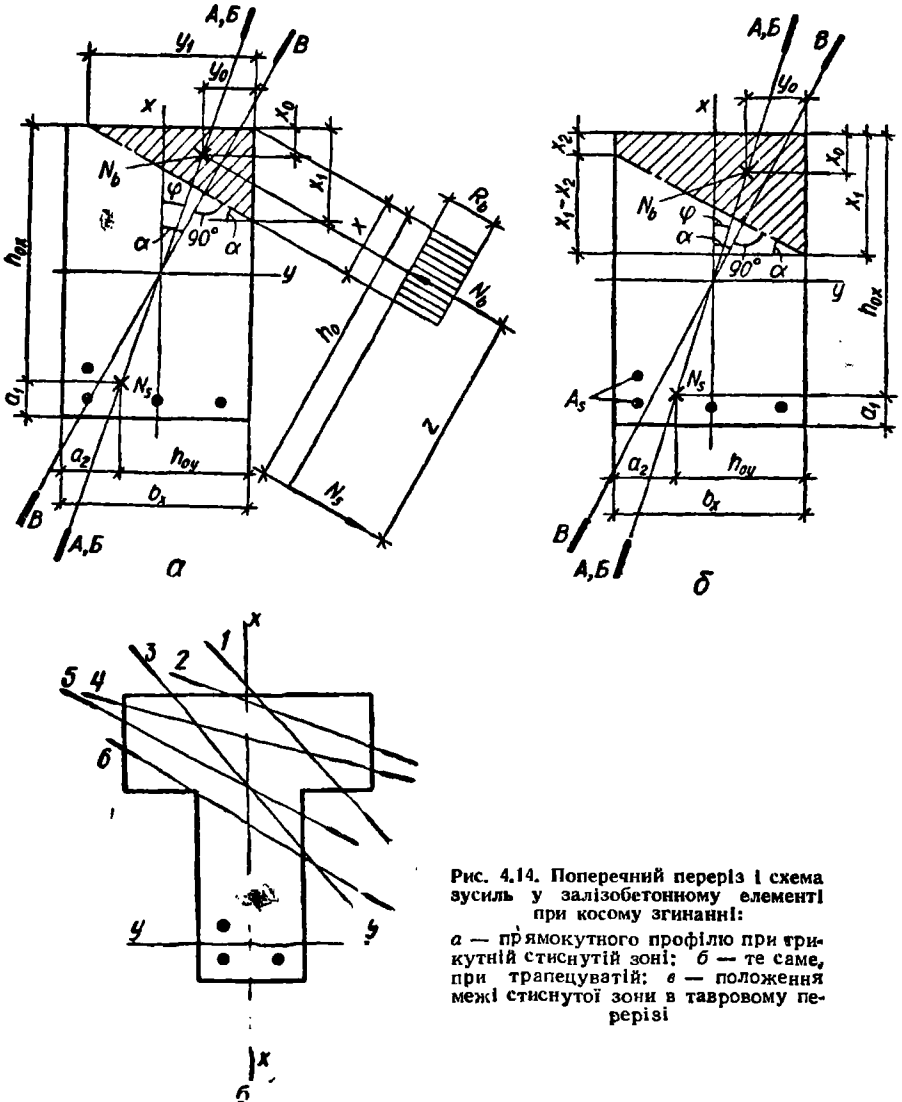


Рис. 4.14. Поперечний переріз і схема зусиль у залізобетонному елементі при косому згинанні:

а — прямокутного профілю при трикутній стиснутій зоні; б — те саме, при трапецивній; в — положення межі стиснутої зони в тавровому перерізі

Одержані вирази підставляють у рівняння (4.67) — розв'язують його відносно y_1 :

$$y_1 = 3h_{0y} - 3h_{0x}C + x_1C. \quad (4.69)$$

З урахуванням $A_{bc} = 0,5x_1y_1$ з рівняння (4.66) виводиться вираз для визначення висоти стиснутої зони:

$$x_1^2 + 3 \left(\frac{h_{0y}}{C} - h_{0x} \right) x_1 = \frac{2R_s A_s}{CR_b} = 0. \quad (4.70)$$

При $x_1 < 0$ або $y_1 > b$ стиснута зона бетону має форму трапеції.

Визначення розмірів стиснутої зони трапецеватої форми (рис. 4.14, б). Використовуючи рівняння (4.67) і беручи до уваги, що, коли стиснута зона має вигляд трапеції,

$$A_{bc} = \frac{x_1 + x_2}{2} b_{x2} \quad (4.71)$$

можна записати

$$y_0 = \frac{b_x}{3} \cdot \frac{x_1 + 2x_2}{x_1 + x_2}; \quad (4.72)$$

$$x_0 = \frac{1}{3} \cdot \frac{x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2}{x_1 + x_2}. \quad (4.73)$$

Добуті значення підставляють у формулу (4.66) і після перетворень записують рівняння для визначення висоти стиснутої зони бетону:

$$x_1^2 + \left(\frac{b_x}{C} - C_1 \right) x_1 + C_1 \left(\frac{3h_{0y}}{C} - \frac{2b_x}{C} - 3h_{0x} + C_1 \right) = 0, \quad (4.74)$$

де

$$C_1 = \frac{2R_s A_s}{R_b b_x}. \quad (4.75)$$

Ці формули можна застосовувати, коли площина положення рівнодійних зусиль у розтягнутій і стиснутій зонах перерізу збігається з площиною дії зовнішнього згинального моменту або паралельна їй.

Щоб виявити межі переармування елемента, який косо згинається, визначають відносну висоту стиснутої зони бетону, виміряну по нормалі до межі стиснутої зони, $\xi = x/h_0$ (рис. 4.14, а). Якщо $\xi > \xi_R$ (переріз переармований), то в розрахункових формулах замість R_s слід використати напруження σ_s , яке визначають за формулами для загального випадку розрахунку нормальних перерізів (див. п. 7.2.3). У цьому випадку розрахунок виконують методом послідовних наближень.

У більш загальному випадку при косому згинанні залізобетонних елементів таврового, двотаврового та інших перерізів можливі багато різних форм стиснутої зони (рис. 4.14, в). У [19, 20] наведено методику розрахунку таких елементів з напружу-

ваною і ненапруженою арматурою. З усіх можливих положень межі стиснутої зони розглядається лише випадок 3 (рис. 4.14, в), при якому межа стиснутої зони перетинає верхню грань полиці і бічну грань ребра. Саме при такому її положенні максимально зменшується плече внутрішньої пари сил порівняно з плоским згином. Аналіз показав, що в разі розрахунку за пропонованою методикою розрахунку елементів, які косо згинаються, з іншою формою стиснутої зони бетону (рис. 4.14, в) запас міцності нормальних перерізів дещо зростає, але не більш як на 5...6 % [55].

Приклади розрахунку міцності при косому згинанні залізобетонних елементів без попереднього напружування наведено в [19], а попередньо напружених елементів у [20].

4.9. Розрахунок елементів з жорсткою арматурою

Залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою застосовують у спорудах, де вона виключає необхідність використовувати риштування. Опалубку підвішують безпосередньо до арматури. У такий спосіб у період зведення будівлі чи споруди до затужавлення бетону жорстка арматура працює, як сталева конструкція. Її розраховують за нормами проектування металевих конструкцій на дію навантажень, що виникають під час будівництва (вага бетону та опалубки, вітрові та монтажні навантаження).

Після того, як бетон набуде проектної міцності, жорстка арматура працює на експлуатаційні навантаження в складі залізобетонних елементів.

Експериментальні дослідження показали, що жорстка арматура у вигляді сталевих профілів і зварних просторових каркасів працює спільно з бетоном аж до зруйнування. При цьому міцність бетону і арматури з площадкою текучості використовуються повністю. Несуча здатність залізобетонних елементів з жорсткою арматурою не залежить від початкових напружень у ній, що виникають у період зведення конструкції.

Переріз жорсткої арматури визначають розрахунком на монтажні навантаження в стадії будівництва. Якщо за розрахунком залізобетонного елемента на експлуатаційні навантаження потрібно збільшити площу арматури, додають необхідну кількість гнучкої арматури.

4.9.1. Перерізи прямокутного профілю. Міцність прямокутного перерізу з жорсткою арматурою оцінюють залежно від положення нейтральної осі відносно жорсткої арматури.

Якщо нейтральна вісь не перетинає профілю жорсткої арматури — $x < \bar{a}$ (рис. 4.15, г), то умови міцності мають вигляд

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_{sa} A_a + R_s A_s; \quad (4.76)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s). \quad (4.77)$$

Висоту стиснутої зони визначають з рівняння (4.76), додержуючи умови (4.1):

$$x = \frac{R_{sa} A_a + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \leq \bar{a}. \quad (4.78)$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_{sa} A_a + R_s A_s + R_{sc} A'_s}{R_b b h_0}; \quad (4.79)$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\bar{R}_s}{400} \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}. \quad (4.80)$$

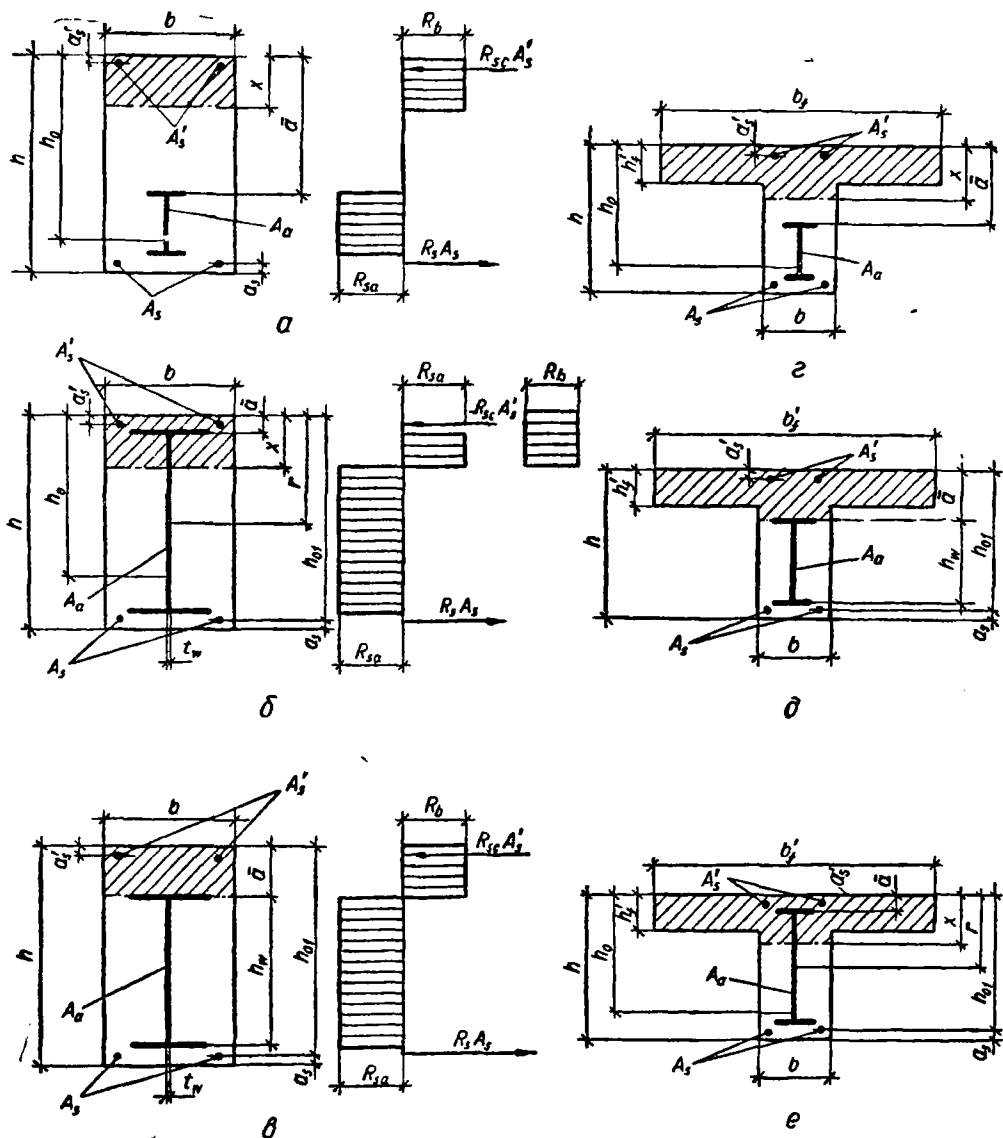


Рис. 4.15. Поперечні перерізи з жорсткою арматурою і схеми розподілу зусиль:

a — у елементах прямокутного профілю при $x < \bar{a}$; $б$ — те саме, при $x > \bar{a}$; $в$ — те саме, при $x = \bar{a}$; $г$ — у елементах таврового профілю для випадку, коли нейтральна вісь перетинає ребро при $x < \bar{a}$; $д$ — те саме, при $x = \bar{a}$; $е$ — те саме, при $x > \bar{a}$

Якщо $\xi > \xi_R$, міцність перерізу перевіряють з умови

$$M \leq R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) + R_{sa} A_s (h_0 - a'_s). \quad (4.81)$$

У формулах (4.76) ... (4.81) R_{sa} — розрахунковий опір жорсткої арматури під час розтягання і стискання; A_a — площа перерізу жорсткої арматури; $h_0 = h - a_1$ — робоча висота перерізу, що дорівнює відстані від стиснутої грані бетону до рівнодійної зусиль у розтягнутій жорсткій та гнучкій арматурі; \bar{a} — відстань від стиснутої грані бетону до осі верхньої полиці жорсткої арматури; \bar{R}_s — найбільша з величин розрахункових опорів гнучкої або жорсткої арматури.

Якщо нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури — $x > \bar{a}$ (рис. 4.15, б), то стискувальне зусилля у верхній частині профілю в стиснутій зоні в разі складання рівняння $\Sigma X = 0$ зрівноважується розтягувальним зусиллям симетричної і рівновеликої за площею частини профілю в розтягнутій зоні. Тому в розтягнутій зоні враховують лише частину розтягувального зусилля, що припадає на вертикальну стінку завтовшки t_w і площею $2t_w(r - x)$, яка залишається незрівноваженою (r — відстань від стиснутої грані бетону до центра ваги жорсткого профілю).

Тоді рівняння (4.76) можна записати у вигляді

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = 2R_{sa} (r - x) t_w + R_s A_s, \quad (4.82)$$

звідки

$$x = \frac{2R_{sa} r t_w + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b + 2R_{sa} t_w} \quad (4.83)$$

або

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2R_{sa} r t_w + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{(R_b b + 2R_{sa} t_w) h_0}. \quad (4.84)$$

Складаючи друге рівняння $\Sigma M = 0$, частину внутрішнього згинального моменту, що сприймається жорстким профілем, розташованим в обох зонах, визначають як добуток пластичного моменту опору профілю W_{pl} на розрахунковий опір R_{sa} . Для двотаврових та таврових перерізів

$$W_{pl} = 1,17W, \quad (4.85)$$

де W — пружний момент опору жорсткої арматури, що визначається за сортаментом.

Оскільки під час складання рівняння $\Sigma M = 0$ згинальні моменти обчислюють відносно нейтральної осі залізобетонного перерізу, яка не збігається з геометричною віссю жорсткої арматури, вводять поправку до пластичного моменту опору W_{pl} , яка виражається пластичним моментом опору частини стінки жорсткої арматури між її геометричною віссю і нижньою границею стиснутої зони перерізу, тобто

$$2(r - x) t_w \frac{r - x}{2} = (r - x)^2 t_w.$$

Тоді рівняння (4.77) набуде вигляду

$$M \leq 0,5 R_b b x^2 + R_{sc} A'_s (x - a'_s) + R_s A_s (R_{01} - x) + R_{sa} [W_{pl} + (r - x)^2 t_w]. \quad (4.86)$$

При цьому має виконуватись умова (4.1).

Для несиметричної жорсткої арматури з підсиленою розтягнутою зоною жорстку арматуру замінюють у розрахунку симетричною, а надмір площі жорсткої арматури враховують, як гнучку арматуру у величині A_s .

Нейтральна вісь перетинає полицю профілю жорсткої арматури (4.15, в). Якщо в результаті обчислення за формулою (4.78) виявиться, що нейтральна вісь перетинає

профіль жорсткої арматури ($x > \bar{a}$), а в результаті розрахунку за формулою (4.83) не перетинає профілю ($x < \bar{a}$), то припускається, що нейтральна вісь проходить у межах товщини верхньої полиці профілю жорсткої арматури. При цьому верхню полицю, яка лежить на нейтральній осі, виключають з розрахунку як неробочу. Тоді $x = \bar{a}$, і умову міцності записують як суму моментів усіх зовнішніх та внутрішніх сил відносно нейтральної осі:

$$M = b\bar{a}^2/2 + R_{sc} A'_s (\bar{a} - a'_s) + R_s A_s (h_{01} - \bar{a}) + R_{sa} \left(A_{sf} + \frac{t_w h_w}{2} \right) h_w. \quad (4.87)$$

При цьому має виконуватись умова

$$\xi = \bar{a}/h_0 \leq \xi_R,$$

де h_0 визначають з розрахунку при $x < a$.

Якщо $\xi > \xi_R$, то міцність перевіряють за формулою (4.81).

У формулі (4.87) A_{sf} — площа перерізу полиці жорсткого профілю, яка розташована в розтягнутій зоні; h_w — висота стінки жорсткої арматури.

4.9.2. Перерізи таврового профілю. Їх розраховують залежно від положення нейтральної осі. Якщо нейтральна вісь проходить у межах полиці, тобто $x \leq h'_f$, то розрахунок виконують як для прямокутного перерізу з шириною, що дорівнює розрахунковій ширині полиці b'_f . При цьому ширину полиці, яку вводять у розрахунок, приймають таку саму, як і для елементів таврового профілю з гнучкою арматурою (п. 4.6).

Якщо нейтральна вісь перетинає ребро, тобто $x > h_f$, то розрахунок виконують з урахуванням стискування у ребрі. При цьому можливі три випадки розрахунку міцності перерізу залежно від положення нейтральної осі відносно профілю жорсткої арматури.

Нейтральна вісь не перетинає профілю жорсткої арматури — $x < \bar{a}$ (рис. 4.15, е). Рівняння міцності має вигляд

$$R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s = R_{sa} A_a + R_s A_s, \quad (4.88)$$

звідси

$$x = \frac{R_{sa} A_a + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} \leq \bar{a}. \quad (4.89)$$

При $x \leq \xi_R h_0$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s). \quad (4.90)$$

Якщо умова $x \leq \xi_R h_0$ не задовольняється, міцність перевіряють при $x = \xi_R h_0$.

Якщо нейтральна вісь перетинає стінку профілю жорсткої арматури — $x > \bar{a}$ (рис. 4.15, е), то умови міцності набувають вигляду:

$$R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s = 2R_{sa} (r - x) t_w R_s A_s, \quad (4.91)$$

звідси

$$x = \frac{2R_{sa} r t_w + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b + 2R_{sa} t_w} > a. \quad (4.92)$$

Коли $x \leq \xi_R h_0$,

$$M \leq R_b [(b'_f - b) h'_f (x - 0,5h'_f) + 0,5bx^2] + R_{sc} A'_s (x - a'_s) + R_{sa} [W_{pl} + (r - x)^2 t_w] + R_s A_s (h_{01} - x). \quad (4.93)$$

При несиметричному профілі жорсткої арматури переріз розраховують, як прямокутний (див. п. 4.9.1).

Нейтральна вісь перетинає полицю профілю жорсткої арматури (рис. 4.15, д). Якщо з формули (4.88) $x > \bar{a}$, а з (4.91) $x < \bar{a}$, то міцність перерізу визначають, припустивши, що нейтральна вісь лежить у межах полиці профілю ($x = \bar{a}$), з умови

$$M \leq [(b'_r - b) h'_f (\bar{a} - h'_f/2) + b\bar{a}^2/2] R_b + R_{sc} A'_s (\bar{a} - a'_s) + R_{sa} h_w \left(A_{sf} + \frac{t_w h_w}{2} \right) + R_s A_s (h_{01} - \bar{a}). \quad (4.94)$$

Якщо $\bar{a} > \xi_R h_0$, міцність перерізу перевіряють за формулою (4.90) при $x = \xi_R h_0$.

Наведені формули можна застосовувати в разі використання як жорсткої арматури прокатних профілів із вуглецевої сталі звичайної якості класів С 38/23 марки Ст. 3. В разі використання прокатних профілів з низьколегованої сталі класу С 48/33 марок 10Г2С1 та 14Г2 враховують коефіцієнт умов роботи $\gamma_s = 0,9$, на який множать розрахунковий опір жорсткої арматури R_{sa} .

Контрольні запитання

1. Як розрізняються залізобетонні плити за виглядом, співвідношенням розмірів, способом опирання та армування?
2. Які бувають види залізобетонних балок? Їхні розміри, поперечний переріз, армування.
3. У чому відмінність армування попередньо напружених балок та балок без напруженої арматури?
4. Яких вимог треба дотримуватися в разі розміщення арматури в перерізі елемента, що працює на згинання?
5. Як і для чого підсилюють кінцеві ділянки попередньо напружених балок?
6. Арматуру яких класів рекомендується застосовувати у плитах та балках як ненапружену і попередньо напружену робочу арматуру?
7. Які два випадки можливі під час руйнування балки по нормальному перерізу?
8. Які схеми зусиль і форма епюри напружень у нормальному перерізі елемента будь-якого симетричного профілю (прямокутного, таврового) в разі руйнування його за 1-м випадком?
9. Яку стадію напружено-деформованого стану покладено в основу розрахунку нормальних перерізів на міцність?
10. Від чого залежить і як визначається максимальний процент (коефіцієнт) армування нормального перерізу елемента, що працює на згинання? Чому дорівнює мінімальний процент армування?
11. Які завдання постають під час розрахунку елементів прямокутного профілю з одиночною арматурою і хід розв'язання їх?
12. У яких випадках за розрахунком встановлюють ненапружену арматуру у стиснутій від навантаження зоні?
13. Чому розрахунковий опір для стиснутої арматури не може бути більшим за 400МПа?
14. Які завдання трапляються в розрахунку елементів з подвійною ненапруженою арматурою і який хід розв'язання їх?
15. У яких конструкціях і з якою метою встановлюють попередньо напружену арматуру в стиснутій від навантаження зоні? Як визначають напруження в цій арматурі в стадії руйнування і як вона впливає на міцність нормальних перерізів?
16. Як визначити розрахунковий випадок для перевірки міцності і розрахунку потрібної площі перерізу арматури елементів таврового профілю?
17. Чому і в яких межах б'ють розрахункову ширину стиснутої полиці?

18. Які завдання трапляються під час розрахунку таврових перерізів і хід їх розв'язання?
19. Як розраховують елементи таврового профілю з полицею в розтягнутій зоні?
20. У чому полягають особливості розрахунку переармованих перерізів?
21. Коли доцільно застосовувати залізобетонні елементи з жорсткою арматурою, які працюють на згинання?
22. У чому особливості розрахунку на міцність нормальних перерізів елементів з жорсткою арматурою?

Розділ 5

ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ. РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ

5.1. Схеми тріщиноутворення і руйнування елементів, що працюють на згинання

В елементах, що працюють на згинання, від дії зовнішніх навантажень поблизу опор виникають згинальні моменти і поперечні сили (рис. 5.1). Від їхньої спільної дії в похилих перерізах елемента виникають тріщини. Місця утворення їх, нахил, розкриття і розвиток по висоті залежать від багатьох факторів: виду навантаження, форми профілю, виду армування, співвідношення M/Q тощо.

Після утворення похилих тріщин залізобетонний елемент поділяється на дві частини, які з'єднані між собою в стиснутій зоні над тріщиною бетоном, а в розтягнутій зоні — поздовжньою, поперечною та відігнутою арматурою, що перетинає тріщину.

З підвищенням навантаження можливе зруйнування елемента, що працює на згинання по похилому перерізу, яке відбувається за однією з таких схем.

1. Від дії згинального моменту обидві частини елемента повертаються відносно центра ваги стиснутої зони бетону над похилою тріщиною. При цьому тріщина розкривається, розвивається по висоті, а стиснута зона зменшується. Коли напруження в усій арматурі, яку перетинає тріщина, досягне граничних значень, відбувається роздроблення зони бетону і елемент руйнується, причому це

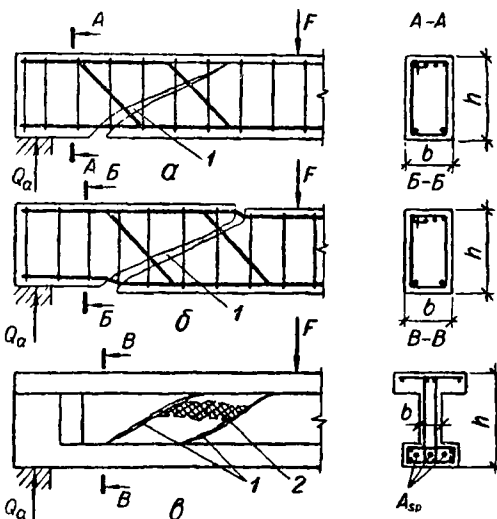


Рис. 5.1. Можливі випадки зруйнування елементів, що працюють на згинання, по похилих перерізах:

a — від дії згинального моменту; b — від дії поперечної сили; c — по стиснутій смужі в стінці балки; 1 — похилі тріщини; 2 — зона зруйнування бетону від стискування

руйнування за своїм характером подібне до руйнування по нормальному перерізу від дії згинального моменту (рис. 5.1, а). Елемент може зруйнуватись за такою самою схемою і тоді, коли напруження в поперечній арматурі менші від граничних, якщо порушиться анкерування і станеться проковзування арматури.

2. Якщо переріз арматури достатньо великий і забезпечена надійність анкерування, що перешкоджає повороту обох частин елемента, зруйнування настає після того, як напруження в поперечній і похилій арматурі, яка перетинає тріщину, досягне граничної величини у зв'язку зі зрізуванням бетону над косою тріщиною (рис. 5.1, б). Обидві частини елемента при цьому зміщуються одна проти одної. Такий характер руйнування спричиняється переважно дією поперечної сили.

3. Коли ширина b перерізу елементів, що працюють на згинання (тавровий, двотавровий чи коробчастий переріз), мала, вони можуть руйнуватись в зоні дії поперечних сил у зв'язку з роздробленням бетону стінки між похилими тріщинами від головних стискальних напружень (рис. 5.1, в).

Хоч зруйнування елементів, що працюють на згинання, по похилих перерізах є наслідком спільної дії згинального моменту M та поперечної сили Q , такі перерізи відповідно до можливих схем руйнування розраховують на міцність окремо на дію поперечної сили по стиснутій смузі; те саме, по похилій тріщині; на дію згинального моменту.

5.2. Розрахунок елементів на дію поперечної сили по стиснутій смузі

Зруйнування елементів, що працюють на згинання, по стиснутій смузі в стінці балки між похилими тріщинами можливе в тонкостінних залізобетонних елементах (переважно попередньо напружених), коли від спільної дії попереднього обтискування та зовнішніх навантажень у стінці виникають значні стискальні зусилля. При цьому, за експериментальними даними, в момент зруйнування таких балок головні стискальні напруження в стінці балки значно менші від міцності бетону на осьове стискання. Це пояснюється тим, що в стінці виникає двовісний напружений стан, при якому у взаємно перпендикулярних площадках діють стискальні і розтягувальні напруження. Останні істотно знижують міцність бетону на стискання.

Експериментально встановлено, що додержання умови

$$Q \leq 0,3\varphi_{\omega 1}\varphi_{b1}R_b b h_0 \quad (5.1)$$

у розрахунку елементів, що працюють на згинання, гарантує міцність стінки на стискання.

У формулі (5.1) Q — поперечна сила в нормальному перерізі, яку приймають на відстані від опори не менш як h_0 ; φ_{w1} — коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad (5.2)$$

де $\mu_w = E_s/E_b$ — коефіцієнт поперечного армування

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}. \quad (5.3)$$

Тут A_{sw} — площа перерізу поперечної арматури, яка розташована в одній площині, нормальній до осі елемента; b — ширина прямокутного профілю або товщина стінки таврового чи двотаврового профілю; при ширині b , яка змінюється по висоті елемента, в усі розрахункові формули вводять ширину елемента на рівні середини висоти перерізу (без урахування полиці); s — відстань між хомутами, виміряна по нормалі до них.

Коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону,

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (5.4)$$

де $\beta = 0,01$ для важкого дрібнозернистого та ніздрюватого бетону і $\beta = 0,02$ — для легкого бетону; R_b — в МПа.

Якщо умови (5.1) не додержано, то збільшуються розміри перерізу елемента. В разі застосування маломіцних бетонів можна зберегти розміри перерізу, збільшивши клас бетону.

Алгоритм розрахунку міцності балок по похилій стиснутій смузі наведено в посібнику [7] (дод. 4, схема алгоритму 13).

5.3. Міцність похилих перерізів на дію поперечних сил по похилій тріщині

Основне рівняння міцності похилого перерізу на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині виводять з умов рівноваги приопорної частини залізобетонного елемента, що перебуває під дією зовнішніх і внутрішніх сил (рис. 5.2, а),

$$Q \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (5.5)$$

де Q — рівнодійна всіх поперечних сил від зовнішніх навантажень, розташованих по один бік від розглядуваного похилого перерізу. Значення Q приймають у нормальному перерізі, що проходить через найвіддаленіший від опори кінець похилого перерізу. Так, у разі завантаження балки зосередженими силами і відсутності рівномірно розподіленого навантаження в межах похилого перерізу (вагою балки нехтуємо) в перерізі А—А $Q = Q_{\max}$; у перерізі Б—Б $Q = Q_{\max} - F$ (рис. 5.2, б).

При рівномірно розподіленому навантаженні, яке діє в межах похилого перерізу, поперечна сила в кінці похилого перерізу $Q =$

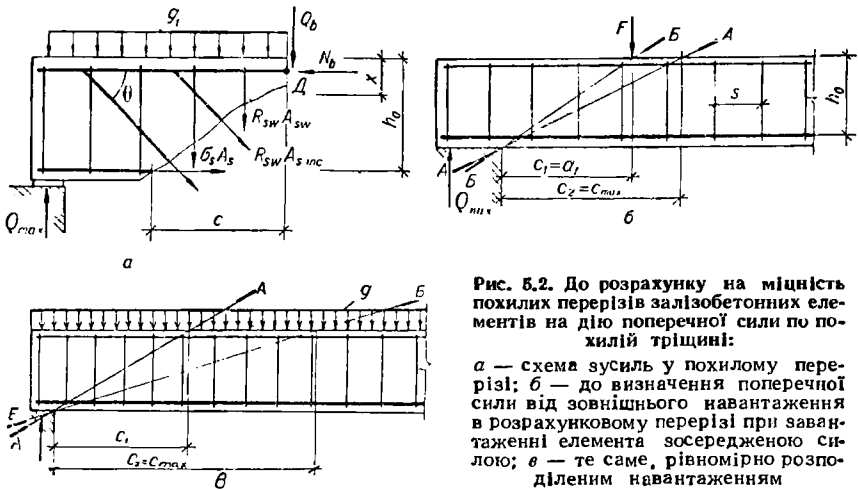


Рис. 5.2. До розрахунку на міцність похилих перерізів залізобетонних елементів на дію поперечної сили по похилій тріщині:

a — схема зусиль у похилому перерізі; *б* — до визначення поперечної сили від зовнішнього навантаження в розрахунковому перерізі при завантаженні елемента зосередженою силою; *в* — те саме, рівномірно розподілим навантаженням

$= Q_{\max} - q_1 c$, де Q_{\max} — поперечна сила на початку похилого перерізу (рис. 5.2, *в*); q_1 — рівномірно розподілене навантаження, яке враховується в розрахунку за Q ; Q_{sw} та $Q_{s,inc}$ — поперечні сили, які сприймаються відповідно поперечними і відігнутими стержнями; визначають їх як суму проєкцій на нормаль до поздовжньої осі елемента зусиль у хомутах та відгинах, що перетинають похилу тріщину; Q_b — поперечне зусилля, що сприймається бетоном стиснутої зони в похилому перерізі.

Обчислюючи значення Q_{sw} , $Q_{s,inc}$ та Q_b , приймають, що в граничному стані напруження в бетоні поперечній та похилій арматурі досягають граничних значень. Тоді для хомутив та поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента,

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw}; \quad (5.6)$$

для хомутив, похилих до поздовжньої осі елемента та відгинів,

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (5.7)$$

де R_{sw} — розрахунковий опір поперечної і похилої арматури розтягання в розрахунку похилих перерізів на міцність; A_{sw} та $A_{s,inc}$ — площі поперечного перерізу відповідно поперечної та похилої арматури, розташованої в одній площині; θ — кут нахилу відігнутих стержнів до поздовжньої осі елемента.

На момент зруйнування елемента, що працює на згинання, по похилому перерізу напруження в поперечних та похилих стержнях, розташованих поблизу стиснутої зони, можуть не досягати граничних значень внаслідок малого розкриття похилої тріщини в цьому місці. Тому під час розрахунку на поперечну силу за умовою (5.5) зусилля в поперечній та похилій арматурі визначають виходячи з розрахунку

Таблиця 5.1. Значення коефіцієнтів Φ_{b2} , Φ_{b3} та Φ_{b4}

Бетон	Коефіцієнт		
	Φ_{b2}	Φ_{b3}	Φ_{b4}
Важкий	2,0	0,6	1,5
Дрібнозернистий	1,7	0,5	1,2
Легкий при марці за середньою густиною: D1900 і більше	1,9	0,5	1,2
D1800 і менше при дрібному заповнювачі:			
щільному	1,75	0,4	1,0
пористому	1,5	0,4	1,0

кового опору $R_{sw} = \gamma_{s1} R_s$, де γ_{s1} — коефіцієнт умов роботи поперечної арматури, який дорівнює 0,8.

У загальному випадку поперечну силу Q_b , яку сприймає бетон, визначають з емпіричної залежності

$$Q_b = \frac{\Phi_{b2} (1 + \Phi_f + \Phi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (5.8)$$

де Φ_{b2} — коефіцієнт, який приймають за табл. 5.1 залежно від виду бетону; Φ_f — коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полиць,

$$\Phi_f = \frac{0,75 (b'_f - b) h'_f}{b h_0} \leq 0,5; \quad (5.9)$$

при цьому ширина полиці, яку беруть до уваги в розрахунку за поперечною силою, для балок таврового профілю (рис. 5.3, а)

$$b'_f = b + 3h'_f, \quad (5.10)$$

тобто в кожний бік від ребра враховують не більш як $1,5h'_f$; для ребристих та багатопорожнинних плит під час перевірки умови (5.10) необхідно враховувати кількість ребер та розташування їх: для ребристої плити (рис. 5.3, в) b'_f перевіряють за формулою (5.10) при $b = 2b_1$, а для двоконсольної плити «подвійне Т» (рис. 5.3, в) — за формулою $b'_f = 2b_1 + 6h'_f$; під час розрахунку багатопорожнинних плит (рис. 5.3, г) перевіряють умову $b'_f \leq \sum_{i=1}^n b_i + (n-1) 3h'_f$, де n — число ребер у плиті; звиси полиць беруть до уваги в розрахунку лише в разі розташування їх у стиснутій зоні перерізу і тільки в тому випадку, коли поперечну арматуру ребра заанкеровано в полиці, тобто з'єднано з каркасом, що армує полицю;

φ_n — коефіцієнт, який враховує вплив попереднього обтискування,

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5, \quad (5.11)$$

тут

$$P = \sigma_{sp}A_{sp} + \sigma_sA_s$$

з урахуванням втрат, що відповідають розглядуваній стадії роботи, при $\gamma_{sp} < 1$;

c — довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента.

Коефіцієнт $k = 1 + \varphi_n + \varphi_f$ приймають не більш як 1,5.

В усіх випадках значення Q_b , обчислене за формулою (5.8), приймають не менш як

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}kR_{bt}bh_0, \quad (5.12)$$

де φ_{b3} — коефіцієнт, що залежить від виду бетону і приймають його за табл. 5.1.

Порівнявши вирази (5.8) та (5.12), визначимо проекцію похилого перерізу, в якому $Q_b = Q_{b,\min}$:

$$\frac{\varphi_{b2}kR_{bt}bh_0^2}{c} = \varphi_{b3}kR_{bt}bh_0, \quad (5.13)$$

звідси

$$c_{\max} = \varphi_{b2}h_0/\varphi_{b3}$$

або для важкого бетону

$$c_{\max} = 2h_0/0,6 = 3,33h_0.$$

Для елементів прямокутного профілю, що працюють на згинання, без попереднього напружування арматури $\varphi_f = 0$, $\varphi_n = 0$, $k = 0$ і формула (5.8) набуває вигляду:

$$Q_b = \varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2/c. \quad (5.8')$$

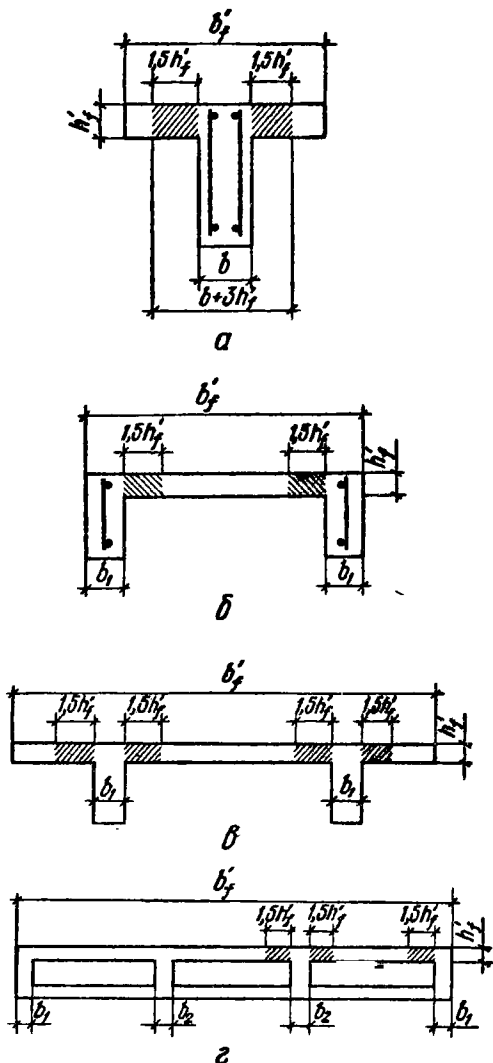


Рис. 5.3. До визначення ширини стиснутої полиці, яку враховують у розрахунку за поперечною силою:

a — для окремих балок таврового профілю; b — для П-подібних плит та балок; c — для ребристих плит типу «подвійне Т»; z — для коробчастих настіль, багатопорожнинних плит тощо

Визначаючи робочу висоту перерізу h_0 в елементах із розташуванням поздовжньої розтягнутої арматури у два і більше рядів, допускається приймати висоту h_0 рівною відстані від стиснутої грані перерізу до центра ваги нижнього ряду поздовжньої робочої арматури, тобто більшою, ніж у розрахунку нормальних перерізів. Ширину перерізу b приймають відповідно до вказівок параграфа 5.2.

5.3.1. Розрахунок елементів без поперечної арматури. Поперечної арматури можна не встановлювати в суцільних плитах, а також у часторобристих конструкціях заввишки не більш як 300 мм.

При великій відстані від опори до зосередженої сили ($a_1/h \geq 3$) елементи без поперечної арматури здебільшого руйнуються зразу ж після появи першої похилої тріщини, а тому міцність їхніх перерізів розраховують за зусиллям утворення критичної похилої тріщини, тобто за умовою (5.12). Зі зменшенням відношення a_1/h міцність похилих перерізів елементів без поперечної та похилої арматури збільшується швидше, ніж їхня тріщиностійкість. Це беруть до уваги під час розрахунку таких елементів на міцність.

Розрахунок елементів, що працюють на згинання, без поперечної арматури з постійною висотою перерізу виконують з умов

$$Q \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c; \quad (5.14)$$

$$Q_{\max} \leq 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (5.15)$$

При цьому праву частину рівняння (5.14) приймають не менш як

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0. \quad (5.16)$$

У формулах (5.14) ... (5.16): Q — поперечна сила в кінці похилого перерізу; Q_{\max} — максимальна поперечна сила біля грані опори; φ_{b4} — коефіцієнт, який визначають за табл. 5.1 залежно від виду бетону; c — довжина проекції розрахункового похилого перерізу, який починається від грані опори.

Прирівнявши формули (5.14) та (5.16), матимемо вираз для визначення максимальної величини проекції похилого перерізу

$$c_{\max} = (\varphi_{b4} / \varphi_{b3}) h_0. \quad (5.17)$$

Для важкого бетону $c_{\max} = 2,5 h_0$.

У розрахунку елементів таврового профілю без поперечної арматури звисів полиць не враховують.

Перевіряючи умову (5.14), в загальному випадку задаються рядом значень c , що дорівнюють c_{\max} або менші за нього. В разі дії зосереджених сил (див. рис. 5.2, б) перевірку проводять для похилих перерізів, спрямованих від грані опори до точок прикладання зосереджених сил (А—А, Б—Б).

Під час розрахунку елементів на дію рівномірно розподіленого навантаження q проекцію розрахункового похилого перерізу визна-

чають за формулою

$$c = \sqrt{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / q_1} \leq c_{\max}. \quad (5.18)$$

Величину q_1 обчислюють як і для елементів з поперечною арматурою (див. п. 5.3).

Обчислимо з формули (5.18) значення q_1 , при якому $c = c_{\max} = 2,5h_0$:

$$q_{1,\min} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{(2,5h_0)^2} = 0,16\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b. \quad (5.19)$$

Якщо $q_1 < q_{1,\min}$, то за формулою (5.18) матимемо $c > c_{\max}$. Тоді в розрахунку слід приймати $c = c_{\max}$. При $q_1 > q_{1,\min}$ $c < c_{\max}$ і проекцію розрахункового похилого перерізу слід визначати за формулою (5.18).

В разі розрахунку попередньо напружених елементів без поперечної арматури зусилля Q_{b1} , що його сприймає бетон, можна дещо збільшити, якщо в межах довжини c не утворюються нормальні тріщини, тобто при $M \leq M_{crc}$, де M_{crc} — момент, що його сприймає переріз в разі утворення тріщини; визначають за формулою (5.18), замінивши R_{bt} на $R_{bt,ser}$.

У цьому випадку Q_{b1} приймають не менш як

$$Q_{crc} = b \frac{l_{red}}{S_{red}} \tau_{xy,crc}. \quad (5.20)$$

Тут $\tau_{xy,crc}$ визначають з формули (6.30).

Щоб спростити розрахунок, для визначення $\tau_{xy,crc}$, можна використати графік, наведений в [20] (п. 3.30).

У розрахунку попередньо напружених елементів на дію рівномірно розподіленого навантаження значення c обчислюють за формулою

$$c = \frac{\varphi_{c4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q_{crc}}. \quad (5.21)$$

При цьому $Q_{b1} = Q_{crc}$.

Перевіряють також міцність перерізу при $c = l_1$, де l_1 — довжина припорної ділянки, де не утворюються нормальні тріщини. При $l_1 > c_{\max} Q_{b1} = Q_{b,\min}$.

5.3.2. Розрахунок елементів, армованих поперечною арматурою без відігнутих стержнів. У практиці найчастіше застосовують конструкції, армовані поперечною арматурою з плоских або просторових каркасів без відгинів. Для елемента, що працює на згинання, з поперечним армуванням умова (5.5) запишеться у вигляді

$$Q \leq \Sigma R_{sw} A_{sw} + Q_b. \quad (5.22)$$

Зусилля, що його сприймають поперечні стержні, віднесене до одиниці довжини елемента (рис. 5.4),

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = R_{sw} n A_{sw1} / s, \quad (5.23)$$

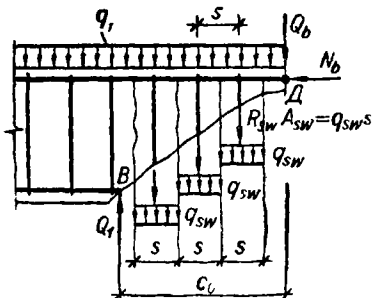


Рис. 5.4. Схема зусиль у похилому перерізі при розрахунку на міцність за поперечною силою елементів, армованих поперечною арматурою без відгинів

де $A_{stw} = nA_{sw1}$ — площа перерізу всіх поперечних стержнів у нормальному перерізі; s — відстань між поперечними стержнями по довжині елемента; n — число поперечних стержнів у нормальному перерізі; A_{sw1} — площа перерізу одного поперечного стержня або однієї сітки хомута.

Тоді $Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{stw} = q_{sw} c_0$ і формула (5.22) набуде вигляду

$$Q \leq q_{sw} c_0 + \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 / c_0, \quad (5.24)$$

де c_0 — довжина проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента.

Якщо елемент армований каркасами з різними діаметрами стержнів і відстанями між поперечними стержнями, то зусилля, що його сприймає поперечна арматура на одиницю довжини елемента, визначають як суму зусиль, які сприймає кожний каркас:

$$q_{sw} = \frac{n_1 A_{sw1} R_{sw}}{s_1} + \frac{n_2 A_{sw2} R_{sw}}{s_2}, \quad (5.25)$$

де n_1 та A_{sw1} — відповідно число поперечних стержнів у перерізі елемента і площа перерізу одного стержня, встановлюваних із кроком s_1 ; n_2 та A_{sw2} — те саме, з кроком s_2 .

Розглянемо випадок, коли похила тріщина збігається з похилим перерізом, тобто $c_0 = c$. Тоді поперечна сила, яку сприймає переріз,

$$Q_u = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 / c_0 + q_{sw} c_0. \quad (5.26)$$

Значення Q_u залежить від кута нахилу розрахункового перерізу до поздовжньої осі балки. Зі збільшенням довжини проекції похилого перерізу c_0 поперечна сила Q_b , яку сприймає бетон, зменшується, але збільшується поперечна сила Q_{sw} , яку сприймають хомути, оскільки похила тріщина перетинає більше число площин хомутів.

Зі зменшенням величини c_0 , навпаки, збільшується перший член правої частини рівняння (5.26) Q_b , але зменшується другий — Q_{sw} . Найнебезпечнішим є переріз, в якому несуча здатність найменша. Проекція такого перерізу на поздовжню вісь елемента c_0 визначається за правилами знаходження мінімуму функції, тобто з умови, що похідна Q за c_0 дорівнює нулю:

$$\frac{dQ}{dc_0} = - \frac{\varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2}{c_0^2} + q_{sw} = 0,$$

звідси

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}}. \quad (5.27)$$

Проте випробування залізобетонних балок показали, що при $c = (2...2,5) h_0$ і більше похила тріщина розташовується під крутішим кутом до осі елемента ($c_0 < c$) і, отже, перетинає меншу кількість площин хомутів. Так, коли балку завантажено зосередженою силою F , в міру віддалення її від опори міцність похилого перерізу зменшується і при достатньо великій відстані a_1 від опори до сили міцність буде менша від несучої здатності, обчисленої за формулою (5.26) при $c = a_1$. Очевидно, що зі збільшенням проекції похилого перерізу зростання зусилля Q_{sw} , що його сприймає поперечна арматура, не компенсує зниження поперечної сили Q_b , яку сприймає бетон стиснутої зони.

Тому встановлено обмеження величини c_0 , обчисленої за формулою (5.27), а саме:

якщо за розрахунком $c_0 > 2h_0$, приймають $c_0 = 2h_0$;

якщо при $c > h_0$ за розрахунком $c_0 < h_0$, приймають $c_0 = h_0$;

в усіх випадках $c_0 \leq c$.

Під час розрахунку хомутів, встановлюваних за розрахунком, має також задовольнятися умова

$$q_{sw} \leq q_{sw, \min},$$

де $q_{sw, \min}$ — мінімально допустиме погонне зусилля, що його сприймають хомути; його встановлюють з умови, що в усіх випадках поперечна сила Q_{sw} , яку сприймають хомути, при $c_0 = 2h_0$ має бути не меншою від мінімальної поперечної сили $Q_{b, \min}$, яку сприймає бетон при $c = c_{\max}$ (формула (5.12)).

При

$$q_{sw} 2h_0 = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0.$$

Звідси

$$q_{sw, \min} = \frac{\varphi_{b3} k R_{bt} b}{2} = \frac{Q_{b, \min}}{2h_0}. \quad (5.28)$$

Умова (5.28) може не виконуватись, але в цьому випадку, визначаючи міцність похилого перерізу, враховують зниження зусилля, що його сприймає бетон, так, щоб в усіх випадках виконувалась умова $Q_b = Q_{sw} = q_{sw} 2h_0$.

Тоді при $q_{sw} < q_{sw, \min}$ розрахункова поперечна сила, яку сприймає переріз,

$$Q_u = 2Q_{sw} = 4q_{sw} h_0, \quad (5.29)$$

а проекцію похилої тріщини в цьому випадку приймають $c_0 = 2h_0$.

Під час розрахунку залізобетонних елементів, що працюють на вигинання і армовані хомутами, на дію поперечної сили по похилій

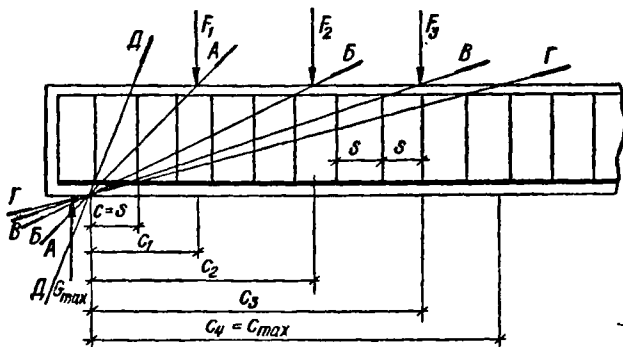


Рис. 5.5. До визначення положення розрахункових перерізів у елементі, навантаженому кількома зосередженими силами

тріщині треба перевірити міцність перерізів, які не перетинають поперечної арматури (рис. 5.5, переріз $D-D$). Розрахунок виконують, як для елементів без поперечної арматури, за формулою (5.14) при $c = s$:

$$Q \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / s.$$

Звідси визначають максимально допустиму відстань між хомутами, при якій гарантується міцність таких перерізів:

$$s_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q. \quad (5.30)$$

Отже, якщо розрахунок виконують, взявши до уваги поперечну арматуру, має бути дотримана умова $s < s_{max}$. Крім того, на припорних ділянках, що дорівнюють 25 % прольоту, при рівномірно розподіленому навантаженні і відстані від опори до найближчої сили a_1 у разі зосереджених навантажень (але не менш як 25 % прольоту) відстань між хомутами має задовольняти конструктивні вимоги, встановлені залежно від висоти перерізу елемента, що працює на згинання (при висоті балок $h \leq 450$ мм крок хомутив приймають не більш як $0,5h$ і не більш як 150 мм, а при $h > 450$ мм — не більш як $1/3h$ і не більш як 500 мм).

На решті прольоту при $h > 300$ мм крок поперечної арматури має не перевищувати $3/4h$ або 500 мм.

Розглянемо випадок завантаження елемента, що працює на згинання, зосередженою силою F , розташованою на відстані a від опори (див. рис. 5.2, б).

У цьому випадку на міцність розраховують похилі перерізи: $A-A$ від опори до сили та $B-B$, для якого $c = c_{max}$; при цьому розрахункова поперечна сила в перерізі $A-A$ $Q = Q_{max}$, а в перерізі $B-B$ $Q = Q_{max} - F$.

В разі завантаження балки зосередженими силами (рис. 5.5) розраховують кілька перерізів від опори до місць прикладання сили, для яких $s < s_{\max}$: $A-A$, $B-B$, $B-B$, а також $\Gamma-\Gamma$ при $s = s_{\max}$.

Розрахункова поперечна сила в перерізі $A-A$ дорівнює Q_{\max} , у перерізі $B-B$ $Q = Q_{\max} - F_1$, а в перерізі $B-B$ $Q = Q_{\max} - F_1 - F_2$. Крім того, перевіряють умову $s \leq s_{\max}$, додержання якої гарантує міцність перерізів, які не перетинають поперечної арматури (рис. 5.5, переріз $D-D$).

Міцність похилого перерізу на дію поперечної сили по похилій тріщині розраховують у такій послідовності:

за формулою (5.16) визначають мінімальну поперечну силу Q_{u1} , яку сприймає розглядуваний переріз без урахування поперечної арматури; якщо $Q < Q_{u1}$, міцність перерізу достатня і дальших розрахунків не роблять;

якщо $Q > Q_{u1}$, за формулою (5.8) визначають поперечну силу Q_b , яку сприймає бетон, і за формулою (5.12) мінімальну поперечну силу $Q_{b,\min}$, яку сприймає бетон з урахуванням поперечної арматури; якщо $Q \geq Q_{b,\min}$, то:

за формулами (5.23) та (5.28) обчислюють q_{sw} та $q_{sw,\min}$ і при $q_{sw} > q_{sw,\min}$ за формулою (5.27) визначають проекцію найнебезпечнішої похилої тріщини c_0 ;

значення c_0 приймають з урахуванням встановлених обмежень і за формулою (5.26) визначають міцність похилого перерізу Q_{u2} ;

при $q_{sw} < q_{sw,\min}$ міцність похилого перерізу по поперечній силі визначають за формулою (5.29).

Визначати або перевіряти міцність похилого перерізу на дію поперечної сили по похилій тріщині рекомендується за схемою алгоритму 5.1.

Відповідні приклади розрахунку наведено в навчальній [1, 7, 8] та нормативній [19, 20] літературі.

Коли елемент, що працює на згинання, завантажений зосередженою силою F , яка близько розташована від опори ($a_1/h \leq 1$, де a_1 — відстань від точки прикладання сили F до опори), тріщиностійкість похилих перерізів збільшується, причому тим більше, чим ближча сила до опори. При такій схемі завантаження тріщини не виникають і в разі, коли $Q > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0$. Такі похилі перерізи можна розраховувати за формулами п. 5.3.1, як для елементів без поперечної та похилої арматури, і в разі забезпечення їх міцності поперечну арматуру ставлять конструктивно або зовсім не встановлюють (див. п. 6.1).

В разі завантаження елемента, що працює на згинання, навантаженням, рівномірно розподіленим по всьому прольоту або у межах розглядуваного похилого перерізу, необхідно враховувати зниження поперечної сили, що діє в кінці похилого перерізу Q за рахунок рівномірно розподіленого навантаження q , яке прикладене до грані

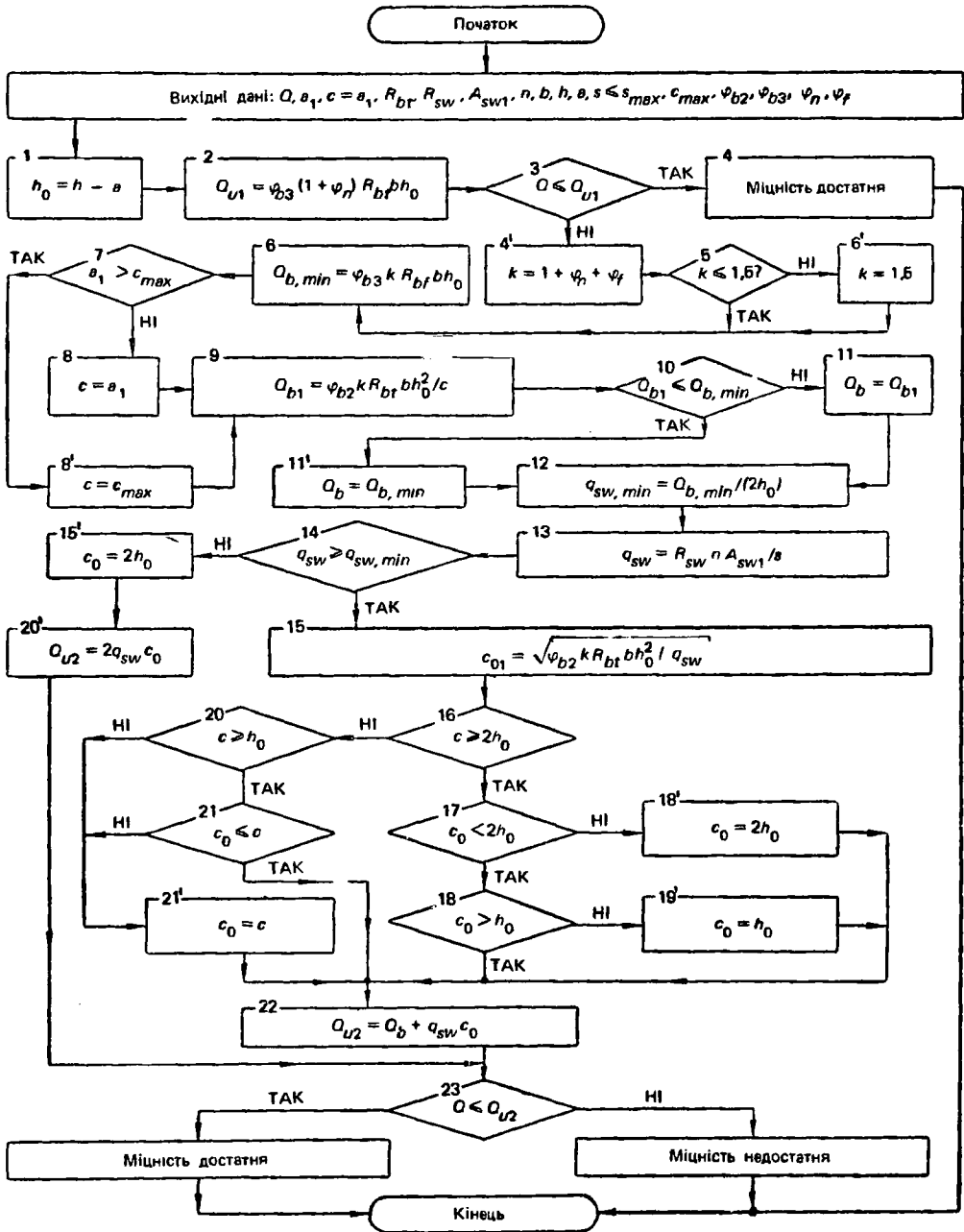


Схема алгоритму 5.1. Перевірка за поперечною силою міцності похилих перерізів елементів постійної висоти, що працюють на згинання і завантажені зосередженим зусиллям, прикладеним на відстані a , від опор (рис. 5.2, б)

елемента і діє в його бік (див. рис. 5.2, в). Проте в межах похилого перерізу це навантаження не завжди враховують.

Залізобетонні елементи, що працюють на згинання, часто розраховують на рівномірно розподілене навантаження, хоч насправді воно передається по прольоту у вигляді ряду зосереджених сил (наприклад, у разі передавання навантаження на конструкцію через прогони, ребра плит перекриттів або покриттів і т. п.) і можливо, що сили в межах похилого перерізу рівномірно розподіленого навантаження не буде, а тому враховувати його не слід. Не враховують рівномірно розподіленого навантаження q в межах похилого перерізу і тоді, коли його прикладено до нижньої грані або в межах висоти перерізу елемента, наприклад у балках таврового профілю з полицею в розтягнутій зоні. У цьому випадку розрахунок слід вести на дію максимальної поперечної сили в межах похилого перерізу ($Q = Q_{\max}$). Значення Q допускається приймати в кінці похилого перерізу в тому випадку, якщо хомути, потрібні за розрахунком на відрив (див. п. 12.4.2), не беруться до уваги в розрахунку за поперечною силою.

Коли елемент справді завантажений рівномірно розподіленим навантаженням (наприклад, гідростатичним тиском, тиском ґрунту тощо), яке прикладене до грані елемента і діє в його бік, його слід брати до уваги в розрахунку. Коли ж впевненості в цьому нема, то враховувати рівномірно розподілене навантаження в межах похилого перерізу не слід, бо врахування навантаження q зменшує поперечну силу Q , на дію якої виконують розрахунок похилих перерізів.

Якщо у визначенні зусиль в елементі, що працює на згинання, дію зосереджених сил заміняють еквівалентним рівномірно розподіленим навантаженням, розрахунок похилих перерізів за поперечною силою слід виконувати на дію зосереджених сил із урахуванням фактичного розташування їх.

Коли ж елемент, що працює на згинання, завантажений рівномірно розподіленим навантаженням, то, розраховуючи його в разі потреби, слід брати до уваги, що тимчасового навантаження на ділянці в межах похилого перерізу може не бути.

Відповідно до [19] рівномірно розподілене навантаження q_1 , яке беруть до уваги в розрахунку, приймають за таких умов:

якщо фактично діє тимчасове рівномірно розподілене навантаження (наприклад, гідростатичний тиск), приймають $q_1 = g + v$, де g — сталє суцільне навантаження;

якщо тимчасове навантаження — еквівалентне рівномірно розподілене навантаження, наприклад у разі заміни зосереджених сил рівномірно розподіленим навантаженням, враховують лише половину тимчасового навантаження, тобто $q_1 = g + v/2$.

В разі розрахунку елемента на дію рівномірно розподіленого навантаження проекцію розрахункового похилого перерізу s визначають залежно від співвідношення величин q_1 та q_{sw} .

При $q_1 \leq 0,56q_{sw}$

$$c = \sqrt{\varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 / q_1}, \quad (5.31)$$

а при $q_1 > 0,56q_{sw}$

$$c = \sqrt{\varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 / (q_1 + q_{sw})}. \quad (5.32)$$

Крім того, як і під час розрахунку елементів, завантажених зосередженим навантаженням, виконують розрахунок міцності похилого перерізу $B-B$ (див. рис. 5.2, *в*), проекція якого $c = c_{\max}$. Проекції найнебезпечнішої похилої тріщини c_0 визначають за формулою (5.27).

Міцність похилих перерізів за поперечною силою в разі завантаження елемента рівномірно розподіленим навантаженням після визначення проекції розрахункового похилого перерізу обчислюють за формулою (5.31) або (5.32) в тій самій послідовності, що й елементів, завантажених зосередженим навантаженням.

Визначати або перевіряти міцність таких елементів рекомендується за схемою алгоритму 5.2 (див. приклад 5.1).

У випадку визначення необхідного армування елемента, що працює на згинання, кількість невідомих досить велика, а тому значення більшості величин попередньо задаються, керуючись конструктивними вказівками і технологічними вимогами. Розрахунок ведуть у такій послідовності. При відомих поперечній силі, розмірах поперечного перерізу та характеристиках матеріалів визначають потрібну інтенсивність поперечного армування на одиницю довжини елемента q_{sw} . Після цього, прийнявши кількість поперечних стержнів у перерізі елемента n та їхній діаметр d_{sw} (A_{sw1}), з формули (5.23) визначають потрібний крок поперечних стержнів s , який порівнюють з s_{\max} і гранично допустимою за конструктивними вимогами відстанню між хомутами, яку приймають залежно від висоти перерізу елемента (див. вище). Остаточні з трьох значень приймають найменше з заокругленням (кратно 25 або 50 мм) у менший бік. Можна також, задаючись величинами n та s , обчислити A_{sw1} і за площею визначити потрібний діаметр поперечних стержнів.

Проекція похилої тріщини c_0 обмежується розмірами $h_0 \dots 2h_0$ і залежить від інтенсивності поперечного армування q_{sw} , яку можна визначити лише в тому випадку, якщо попередньо задатися величиною c_0 .

Розрахунок поперечної арматури здебільшого можна замінити перевіркою міцності похилих перерізів при прийнятому поперечному армуванні. При цьому діаметр поперечної арматури приймають рівним мінімальному з умови технології зварювання каркасів та сіток, а відстань між поперечними стержнями рівною максимально допустимому кроку хомутив за конструктивними вимогами для елементів,

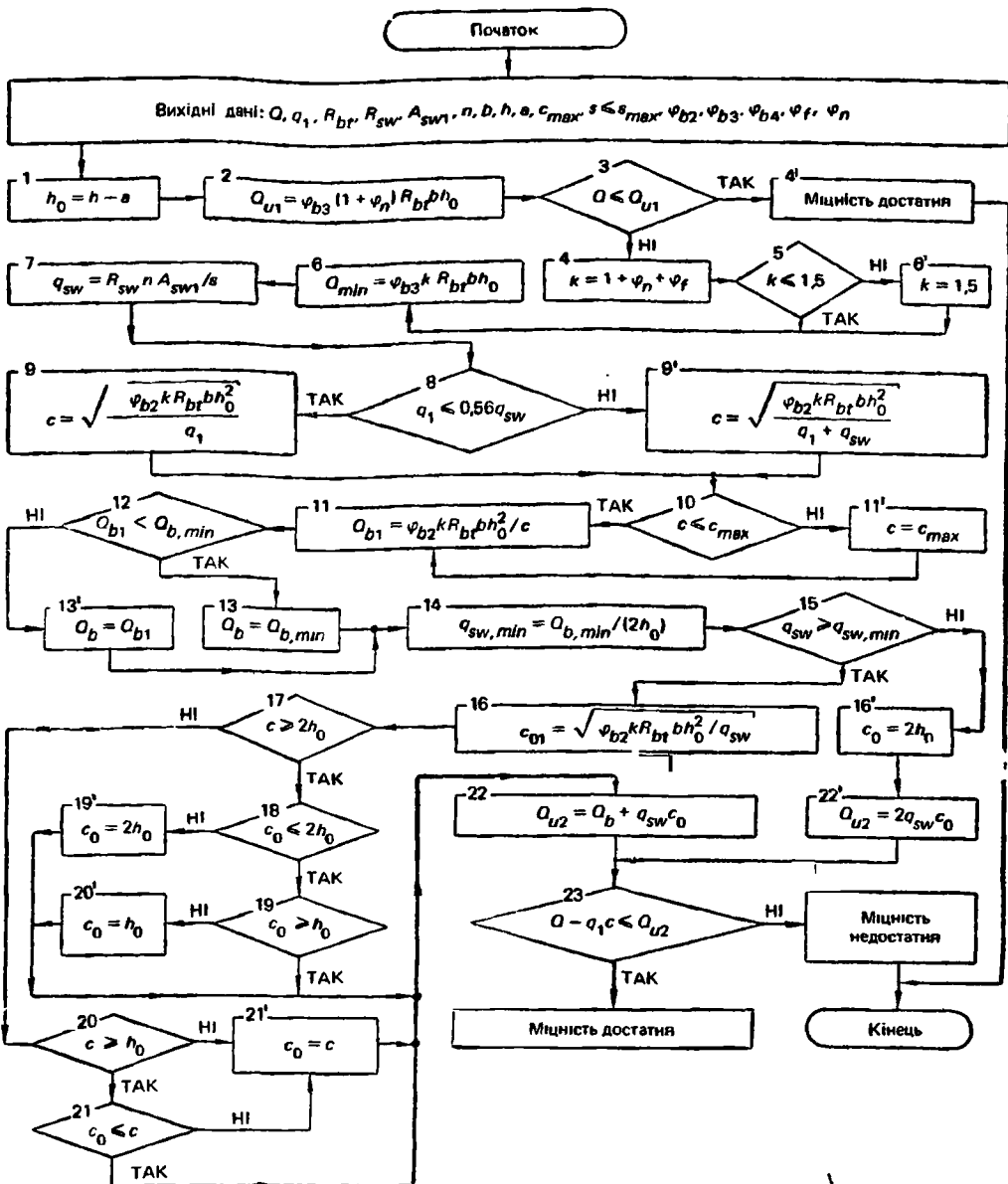


Схема алгоритму 5.2. Перевірка міцності за поперечною силою похилих перерізів елементів постійної висоти, що працюють на згинання і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 5.2, в)

що працюють на згинання (див. вище). Прийнятій крок хомутів, обчислений за формулою (5.30), на приопорних ділянках має не перевищувати s_{\max} .

В разі армування в'язаними каркасами приймають дво- або чотирирізні хомути, діаметр яких залежить від ширини перерізу елемента і, як правило, не перевищує 6...8 мм.

Міцність перевіряють за схемою алгоритму 5.1 або 5.2 залежно від схеми завантаження елемента. Якщо умова міцності не задовольняється, необхідно змінити поперечне армування з урахуванням добутих результатів, збільшити діаметр хомутів або зменшити їхній крок і повторити розрахунок.

У посібниках [19, 20] викладено методику розрахунку поперечної арматури елементів, що працюють на згинання, з умови міцності похилих перерізів у разі дії поперечної сили. У цьому випадку інтенсивність поперечного армування q_{sw} визначають залежно від співвідношення величин Q та Q_b або Q_{\max} та Q_b , де Q діюча поперечна сила в кінці похилого перерізу; Q_{\max} — те саме, в опорному перерізі; Q_b — поперечна сила, яку сприймає бетон стиснутої зони.

В разі завантаження елемента, що працює на згинання, рівномірно розподіленим навантаженням g потрібну інтенсивність поперечних стержнів визначають за формулою:

$$\text{при } Q_{\max} \leq Q_{b1}/0,6$$

$$Q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b}, \quad (5.33)$$

де

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b g l_1}; \quad (5.34)$$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2; \quad (5.35)$$

$$\text{при } M_b/h_0 + Q_{b1} > Q_{\max} > Q_{b1}/0,6$$

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b1})^2/M_b. \quad (5.36)$$

У формулах (5.33) та (5.36) q_{sw} приймають не менш як $(Q_{\max} - Q_{b1})/2h_0$;
при $Q_{\max} > M_b/h_0 + Q_{b1}$

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b1})/h_0. \quad (5.37)$$

Якщо обчислене значення q_{sw} не задовольняє умови (5.28), вдаються до розрахунків цієї величини за формулою

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0}\right)^2}. \quad (5.38)$$

Поперечну арматуру в разі завантаження елемента, що працює на згинання, рівномірно розподіленим навантаженням рекомендується розраховувати за схемою алгоритму 14 (див. [7], дод. 4). В разі дії зосередженого навантаження, розташованого на відстані a_1 від опори, при $a_1 < c_{\max}$ для розрахункового перерізу $c = a_1$ значення q_{sw} обчислюється залежно від коефіцієнта $\kappa_1 = (Q - Q_b)/Q$ за формулами:

$$\text{при } \kappa_1 < \kappa_0 = \frac{Q_{b,\text{min}}}{Q_{bi}} \cdot \frac{c_0}{2h_0}$$

$$q_{sw} = \frac{Q}{c_0} \cdot \frac{\kappa_0}{\kappa_0 + 1}; \quad (5.39)$$

$$\text{при } \kappa_0 < \kappa_1 \leq c/c_0$$

$$q_{sw} = (Q - Q_b)/c_0; \quad (5.40)$$

$$\text{при } c/c_0 < \kappa_1 \leq c/h_0$$

$$q_{sw} = (Q - Q_b)^2/M_b; \quad (5.41)$$

$$\text{при } \kappa_1 > c/h_0$$

$$q_{sw} = (Q - Q_b)/h_0. \quad (5.42)$$

Тут при $c < 2h_0$ приймають $c_0 = c$, а при $c \geq 2h_0$ $c_0 = 2h_0$. В усіх випадках h_0 приймають не більш як c .

Розрахунок поперечної арматури в разі завантаження елемента, що працює на згинання, зосередженим навантаженням можна виконувати за схемою алгоритму 12 (див. [7], дод. 4). Приклади розрахунку поперечної арматури елементів, що працюють на згинання, наведено в посібнику [7], а також в іншій навчальній [6, 8], нормативній [19, 20] та довідковій [35, 36] літературі.

В разі зменшення у напрямі від опори до прольоту зусилля, що його сприймають хомути, наприклад з q_{sw1} до q_{sw2} , за рахунок зменшення їх кроку s або діаметра d_{sw} , або ж кількості n поперечних стержнів у перерізі необхідно перевірити умову міцності (5.22) при $c > l_1$, де l_1 — довжина ділянки елемента з q_{sw1} (рис. 5.6). При цьому значення Q_{sw} приймають:

якщо $c - l_1 < c_{01}$,

$$Q_{sw} = q_{sw1}c_{01} - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1); \quad (5.43)$$

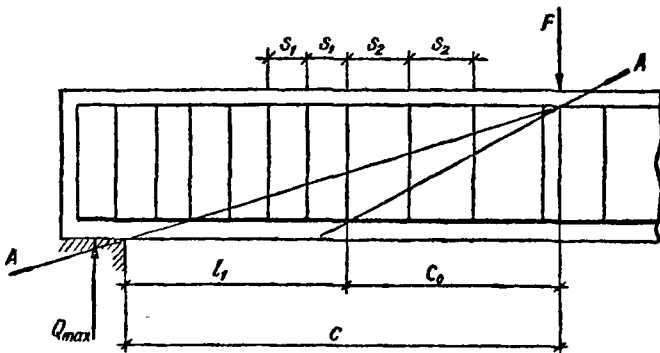


Рис. 5.6. До розрахунку похилих перерізів елементів за поперечною силою в разі зміни інтенсивності хомути в межах розрахункового перерізу

якщо $c_{02} > c - l_1 > c_{01}$,

$$Q_{sw} = q_{sw2}(c - l_1); \quad (5.44)$$

якщо $c - l_1 > c_{02}$,

$$Q_{sw} = q_{sw2}c_{02}, \quad (5.45)$$

де c_{01} та c_{02} визначають за формулою (5.27), коли q_{sw} відповідно дорівнює q_{sw1} та q_{sw2} .

В разі дії рівномірно розподіленого навантаження довжину ділянки з інтенсивністю q_{sw1} приймають рівною 1/4 прольоту від грані опори, але не менше від довжини l_1 , яку визначають за формулами при $q_1 > q_{sw1} - q_{sw2}$

$$l_1 = c - \frac{M_b/c + q_{sw1}c_{01} - Q_{\max} + q_1c}{q_{sw1} - q_{sw2}}, \quad (5.46)$$

де

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - (q_{sw1} - q_{sw2})}} \leq \frac{\Phi_{b2}}{\Phi_{b3}} h_0. \quad (5.47)$$

Якщо $q_1 > 1,56q_{sw1} - q_{sw2}$,

то

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + q_{sw2}}}; \quad (5.48)$$

при $q_1 < q_{sw1} - q_{sw2}$

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + q_{sw2}c_{01})}{q_1} - c_{01}. \quad (5.49)$$

Якщо не виконується умова $q_{sw2} > q_{sw1,\min}$, то довжину l_1 обчислюють при скоригованих значеннях

$$Q_{b,\min} = 2h_0q_{sw2}; \quad (5.50)$$

$$M_b = 2h_0^2q_{sw2}\Phi_{b2}/\Phi_{b3}. \quad (5.51)$$

При цьому несучу здатність похилого перерізу приймають не меншою від значення $Q_{b,\min}$, обчисленого за формулою (5.12).

Приклади розрахунку елементів за поперечною силою при змінній інтенсивності хомутів наведено в посібниках [19, 20].

Приклад 5.1. Перевірити міцність похилих перерізів за поперечною силою в залізобетонній однопрольотній балці, що вільно спирається на опори.

В и х і д н і д а н і: розрахунковий проліт балки $l_0 = 6,2$ м; постійне рівномірно розподілене навантаження $g = 12,5$ кН/м; тимчасове навантаження $v = 41$ кН/м; $h = 600$ мм; $b = 200$ мм; $a = 35$ мм; бетон важкий класу В15: $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65$ МПа, $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,68$ МПа, $E_b = 23\,000$ МПа (табл. 2.1), $\Phi_{b2} = 2$, $\Phi_{b3} = 0,6$, $\Phi_{b4} = 1,5$ (табл. 5.1), $\beta = 0,01$; поперечна арматура класу А-І: $R_{sw} = 175$ МПа, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа (табл. 2.2), $d_w = 6$ мм; $A_{sw1} = 28,3$ мм²; $s = 200$ МПа · мм, $n = 2$.

Насамперед визначають вихідні дані, яких не вистачає.
Найбільша поперечна сила в опорному перерізі

$$Q_{\max} = (g + v) l_0/2 = (12,5 + 41) 6,2/2 = 165,9 \text{ кН.}$$

Рівномірно розподілене навантаження, яке беруть до уваги в розрахунку,

$$q_1 = g + v/2 = 12,5 + 41/2 = 33 \text{ кН/м.}$$

Максимальна проекція похилого перерізу за формулою (5.13)

$$c_{\max} = \frac{2}{0,6} \cdot 565 = 1880 \text{ мм,}$$

де $h_0 = 600 - 35 = 565 \text{ мм.}$

Максимальний крок поперечної арматури за формулою (5.30)

$$s_{\max} = \frac{1,5 \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 565^2}{165,9 \cdot 10^3} = 393 \text{ мм} > s = 200 \text{ мм.}$$

Далі розрахунок ведуть за схемою алгоритму 5.2.

1. $h_0 = 565 \text{ мм.}$
2. $Q_{u1} = 0,6 \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 565 = 46 \text{ 100 Н} = 46,1 \text{ кН.}$
3. $Q_{\max} = 165,9 \text{ кН} > Q_{u1} = 46,1 \text{ кН.}$ За розрахунком потрібна поперечна арматура.

4, 5. $k = 1.$

6. $Q_{b,\min} = Q_{u1} = 46,1 \text{ кН.}$

7. $q_{sw} = 175 \cdot 2 \cdot 28,3/200 = 49,5 \text{ Н/мм.}$

8. $q_L = 33 \text{ Н/мм} > 0,56 q_{sw} = 0,56 \cdot 49,5 = 27,7 \text{ Н/мм.}$

9. $c = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 565^2}{33 \cdot 49,5}} = 1026 \text{ мм.}$

10. $c = 1026 \text{ мм} < c_{\max} = 1880 \text{ мм.}$

11. $Q_{b1} = 2 \cdot 1 \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 565^2/1026 = 84 \text{ 629 Н} \approx 84,6 \text{ кН.}$

12, 13. $Q_{b1} = 84,6 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 46,1 \text{ кН.}$

14. $q_{sw,\min} = 46,1 \cdot 10^3/(2 \cdot 565) = 40,8 \text{ Н/мм.}$

15. $q_{sw} = 49,5 \text{ Н/мм} > q_{sw,\min} = 40,8 \text{ Н/мм.}$

16. $c_0 = \sqrt{2 \cdot 1 \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 565^2/49,5} = 1324 \text{ мм.}$

17. $c = 1026 \text{ мм} < 2h_0 = 2 \cdot 565 = 1130 \text{ мм.}$

20. $c = 1026 \text{ мм} > h_0 = 565 \text{ мм.}$

21. $c_0 = 1324 \text{ мм} > c = 1026 \text{ мм.}$

21. $c_0 = c = 1026 \text{ мм.}$

22. $Q_{u2} = 84,6 \cdot 10^3 + 49,5 \cdot 1026 = 135 \text{ 387 Н} \approx 135,4 \text{ кН.}$

23. $165,9 - 33 \cdot 1,026 = 132,04 \text{ кН} < Q_{u2} = 135,4 \text{ кН.}$

Міцність забезпечено.

Перевіримо міцність похилої смуги між похилими тріщинами на дію поперечної сили. Розрахунок ведемо за схемою алгоритму 13 (див. [7], дод. 4).

1. $h_0 = 565 \text{ мм.}$

2. $\Phi_{b1} = 1 + 0,01 \cdot 7,65 = 0,924.$

3. $A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 56,6 \text{ мм}^2.$

4. $\mu_w = 56,6/(200 \cdot 200) = 0,0014.$

5. $\alpha = 2,1 \cdot 10^3/2,3 \cdot 10^4 = 9,1.$

6, 7. $\Phi_{w1} = 1 + 5 \cdot 9,1 \cdot 0,0014 = 1,064 < 1,3.$

9. $Q_u = 0,3 \cdot 1,064 \cdot 0,924 \cdot 7,65 \cdot 200 \cdot 565 = 254 \text{ 962 Н} \approx 255 \text{ кН.}$

10. $Q_u = 255 \text{ кН} > Q_{\max} = 165,9 \text{ кН.}$

Міцність достатня.

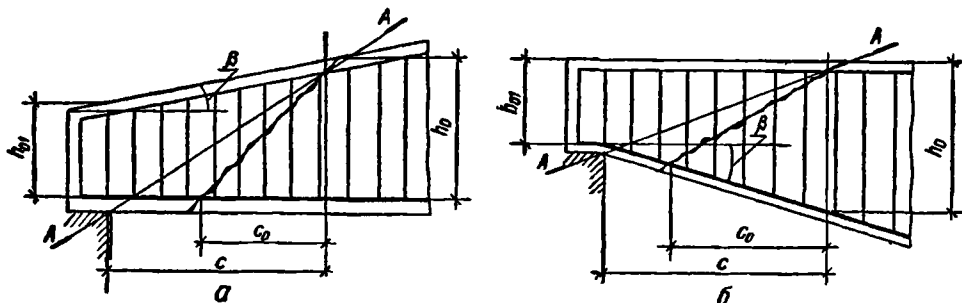


Рис. 5.7. Балки зі змінною висотою перерізу і похилою гранню:
 а — стиснутою; б — розтягнутою

5.3.3. Розрахунок елементів із змінною висотою перерізу. Залізобетонні елементи, що працюють на згинання, із змінною висотою по довжині прольоту застосовують тоді, коли доцільно збільшувати висоту перерізу в міру зростання згинального моменту (наприклад, у кроквяних та підкроквяних балках покриттів, ригелях монолітних рам, консольних конструкціях та ін.). Збільшення висоти досягають наданням уклону верхній або нижній грані елемента. Уклон характеризується кутом β нахилу грані балки до горизонту. При цьому має задовольнятися умова $\text{tg } \beta \leq 0,4$.

Залізобетонні елементи як з похилою стиснутою (рис. 5.7, а), так і з похилою розтягнутою (рис. 5.7, б) гранями розраховують на міцність за поперечною силою за загальними формулами для елементів з постійною висотою перерізу, але з урахуванням робочої висоти в кінці похилого перерізу h_0 .

Для елемента з висотою перерізу, що рівномірно збільшується від опори до прольоту (рис. 5.7), і армованого самою тільки поперечною арматурою без відгинів рівняння (5.24) при $q = 0$ запишеться так:

$$Q \leq q_{sw}c_0 + \varphi_{b2}kR_{bt}bh_0^2/c, \quad (5.52)$$

де $h_0 = h_{01} + c \text{tg } \beta$.

Тоді

$$Q \leq q_{sw}c_0 + \varphi_{b2}kR_{bt}bh_{01}^2/c + 2\varphi_{b2}kR_{bt}bh_{01} \text{tg } \beta + \varphi_{b2}kR_{bt}bc \text{tg}^2 \beta, \quad (5.53)$$

де h_{01} — робоча висота перерізу на початку похилого перерізу.

Довжину проєкції розрахункового похилого перерізу, що відповідає умові $Q_{sw} = Q_b$, визначають з умови рівності нулю першої похідної із залежності (5.53):

$$dQ/dc = q_{sw} - \varphi_{b2}kR_{bt}bh_0^2/c^2 + \varphi_{b2}kR_{bt}b \text{tg}^2 \beta = 0.$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} k R_{bt} b h_{01}^2}{q_{sw} + q_{inc}}}, \quad (5.54)$$

де

$$q_{inc} = \varphi_{b2} k R_{bt} b \operatorname{tg}^2 \beta. \quad (5.55)$$

В разі дії рівномірно розподіленого навантаження q міцність похилого перерізу визначають згідно з п. 3.37 [19] у такій послідовності. Якщо

$$q_1 < 0,56 q_{sw} - 2,5 \sqrt{q_{inc} q_{sw}}, \quad (5.56)$$

то проєкцію найневигіднішого розрахункового перерізу обчислюють за формулою

$$c = \sqrt{\frac{M_{b1}}{q_{inc} + \sqrt{q_{sw} q_{inc}} + q_1}}. \quad (5.57)$$

- Коли умова (5.56) не виконується, c визначають з формули

$$c = \sqrt{\frac{M_{b1}}{q_{inc} + q_{sw} + q_1}}, \quad (5.58)$$

причому приймають $c_0 = c$.

Нарешті, якщо

$$q_{sw} < M_{b1}/(4h_{01}^2), \quad (5.59)$$

величину c визначають за формулою

$$c = \sqrt{\frac{M_{b1}}{q_{inc} + 2q_{sw} \operatorname{tg} \beta + q_1}} \quad (5.60)$$

при $c_0 = 2h_0$.

У формулах (5.57)...(5.60) величину M_{b1} обчислюють за формулою (5.35), як для опорного перерізу балки з робочою висотою, що дорівнює h_{01} . При цьому збільшення ширини b в опорному перерізі не враховують. Величину q_1 приймають, як і в разі розрахунку балок з постійною висотою перерізу (див. п. 5.3.2), а q_{inc} визначають за формулою (5.55).

Розрахунок елементів змінної висоти без поперечної та похилої арматури виконують, як для балок постійної висоти. При цьому у формулу (5.14) підставляють робочу висоту, обчислену в середині похилого перерізу, яка дорівнює $h_{0,m} = h_0 + 0,5 \operatorname{ctg} \beta$, а у формулу (5.15) — значення h_0 в опорному перерізі.

Приклади розрахунку за поперечною силою елементів із змінною висотою перерізу наведено в навчальній [7, 10, 13], нормативній [19, 20] та довідковій [35] літературі.

5.3.4. Розрахунок елементів, армованих поперечною та відігнутою арматурою. Крім армування елементів, що працюють на згинання, поперечною вертикальною арматурою, застосовують армування у вигляді похилих густо розташованих хомутив або стержнів. Проте значно частіше відігнуту арматуру роблять у вигляді окремих відгинів, особливо в разі армування залізобетонних елементів в'язаними каркасами (див. рис. 12.29). У цьому випадку, крім відігнутих стержнів, встановлюють і вертикальні хомути. Конструктивні вказівки щодо проектування залізобетонних елементів з відгинами, які працюють на згинання, наведено в п. 4.1. Зварні каркаси з відгинами не технологічні, а тому застосовуються дуже рідко.

Під час армування елементів, що працюють на згинання, в'язаними каркасами частину поздовжньої робочої арматури з розтягнутої зони у прольоті відгинають на опори. Влаштування відгинів дає можливість підсилити ділянки балок поблизу опор, де діють найбільші поперечні сили, особливо при наявності значних зосереджених сил. У нерозрізних конструкціях відігнуту арматуру використовують також для армування опорних перерізів, що сприймають від'ємні моменти.

Положення відгинів по довжині елемента і площу їхнього перерізу в кожній площині визначають конструктивними вимогами, а також розрахунком нормальних перерізів за згинальними моментами і похилих перерізів за поперечними силами.

В разі армування балок окремими відгинами і вертикальними хомути відгини потрібні на ділянках елемента, де діюча поперечна сила від зовнішніх навантажень більша від поперечного зусилля, що його сприймають балки та поперечні стержні (хомути), тобто при $Q > Q_w + Q_b$.

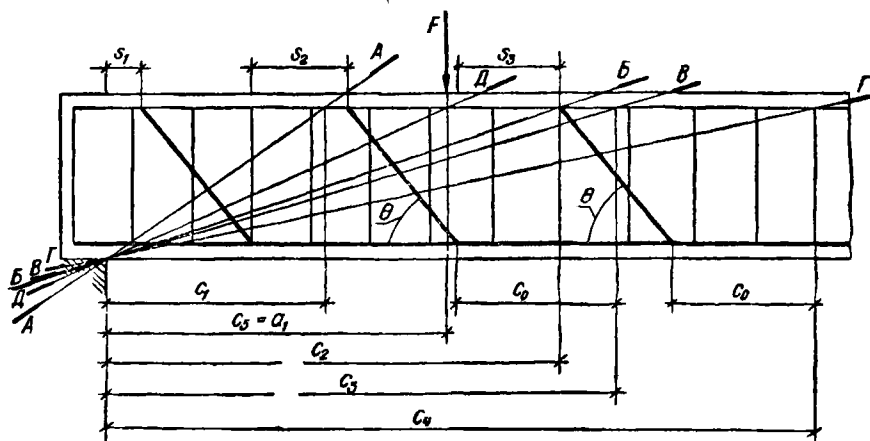


Рис. 5.8. Розташування розрахункових похилих перерізів в елементі, армованому хомутиами та відігнутими стержнями

Проектуючи розміщення відгинів, слід керуватися такими конструктивними рекомендаціями. Відстань від грані вільної опори до верхнього кінця першого відгину s_1 має не перевищувати 50 мм (рис. 5.8, а), а відстань у просвіті між початком однієї і кінцем другої площини відгинів (s_2, s_3) не повинна перевищувати s_{\max} , обчисленого за формулою (5.30).

Перевіряючи міцність похилих перерізів елементів, що працюють на згинання, армованих вертикальними хомутами та відгинами, рекомендується виконувати розрахунок для кількох похилих перерізів, порівнюючи їх міцність з діючими в цих перерізах поперечними силами. Під час розрахунку перевіряють міцність похилих перерізів, які починаються біля грані опори і перетинають одну чи дві площини відгинів (рис. 5.8, перерізи А—А та Б—Б).

Проекції розрахункових похилих перерізів у цьому випадку визначають за формулами

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= s_1 + (h_0 - a') \operatorname{ctg} \theta + s_2; \\ c_2 &= s_1 + 2(h_0 - a') \operatorname{ctg} \theta + s_2 + s_3. \end{aligned} \right\} \quad (5.61)$$

Крім того, перевіряють міцність похилих перерізів, що перетинають останню площину відгинів і закінчуються на відстані c_0 від останньої та передостанньої площин відгинів (рис. 5.8, перерізи В—В та Г—Г). Проекції розрахункових похилих перерізів у цьому випадку визначають за формулами

$$\left. \begin{aligned} c_3 &= s_1 + 2(h_0 - a') \operatorname{ctg} \theta + s_2 + c_0; \\ c_4 &= s_1 + 3(h_0 - a') \operatorname{ctg} \theta + s_2 + s_3 + c_0. \end{aligned} \right\} \quad (5.62)$$

При наявності зосередженої сили, прикладеної на відстані a_1 від грані опори, перевіряють міцність похилого перерізу від опори до вантажу, проекція якого $c = a_1$ (рис. 5.8, переріз Д—Д).

У формули (5.61) підставляють значення c_0 , обчислене з формули (5.27), тобто без урахування відігнутої арматури.

Слід мати на увазі, що під час розрахунку елементів з відгинами розраховують і перерізи, проекція яких на горизонтальну вісь $c >$

$> c_{\max} = \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0$ (наприклад, переріз Г—Г на рис. 5.8). У цьому випадку слід приймати $Q_b = Q_{b, \min}$.

Проекцію найнебезпечнішої похилої тріщини c_0 визначають з умови (5.5) при $c = c_0$. Обчислена при цьому величина c_0 з урахуванням відгинів завжди буде менша за c_0 , обчислену за формулою (5.27) без урахування відгинів, яка є максимально можливою довжиною проекції похилої тріщини в розрахунку елементів, армованих хомутами та відігнутими стержнями — c_0 .

Щоб визначити положення найнебезпечнішої похилої тріщини, розглядають можливість появи тріщин у межах кожного розрахунко-

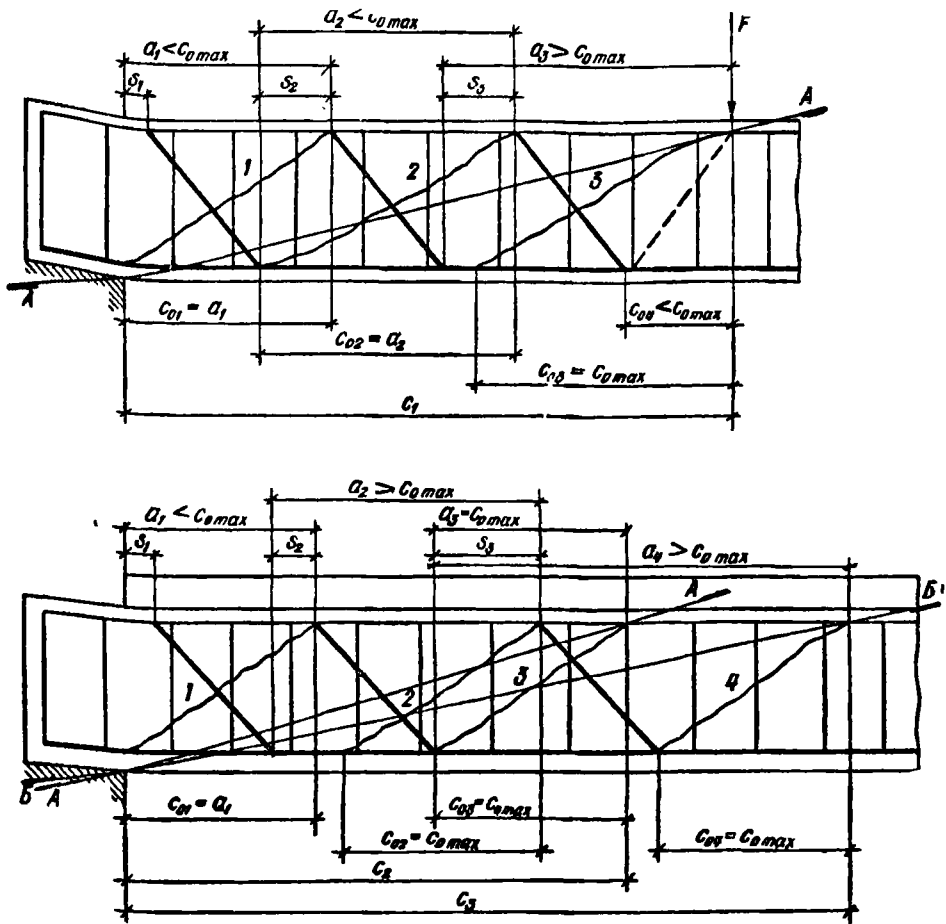


Рис. 5.9. До визначення найнебезпечнішої похилої тріщини для елементів із відгинами в разі розрахунку їх на дію поперечної сили:

a — при навантаженні зосередженою силою F ; *b* — при рівномірно розподіленому навантаженні

вого перерізу на ділянках від кінця відгину до початку відгину, найближчого до опори, або до самої опори. При цьому в усіх випадках $c_0 \leq c_{0, \max}$, а похилих тріщин, які не перетинають відгинів, не розглядають.

Так, у разі армування за рис. 5.9, *a* і розрахунку перерізу $A-A$ розглядають можливість утворення похилих тріщин на ділянках 1, 2 та 3. Оскільки $a_1 < c_{0, \max}$ та $a_2 < c_{0, \max}$, приймають $c_{01} = a_1$ та $c_{02} = a_2$, а оскільки $a_3 > c_{0, \max}$, то $c_{03} = c_{0, \max}$. Можливість появи похилої тріщини у перерізі, що не перетинає відгинів, не розглядають, оскільки $c_{04} < c_{0, \max}$ і похила тріщина не перетинає відгинів.

Розраховуючи похилий переріз А—А у балці, завантаженій рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 5.9, б), також розглядають можливість появи тріщин на ділянках 1, 2 та 3 і при $a_1 > c_0, \max$ приймають $c_{0i} = c_0, \max$. У розрахунок перерізу Б—Б, оскільки $a_3 = c_0, \max$, крім ділянки 3, слід розглядати можливість появи тріщини на ділянці 4 при $c_{04} = c_0, \max$, яка не перетинає відгинів.

Приклади розрахунку похилих перерізів залізобетонних елементів, армованих хомутами та відгинами, наведено в посібниках [19, 20].

5.3.5. Розрахунок елементів з жорсткою арматурою. Розрахунок похилих перерізів елементів з жорсткою арматурою на дію поперечних сил ґрунтується на таких передумовах (рис. 5.10, а): кут нахилу розрахункового перерізу до поздовжньої осі елемента в усіх випадках приймають 45° ; у розрахунок вводять усю поперечну гнучку арматуру і стінку профілю жорсткої арматури, які перетинаються похилим перерізом з розтягувальними напруженнями, які відповідно дорівнюють розрахунковим опорам R_{sw} та $0,8R_{sa}$; поперечне зусилля в бетоні стиснутої зони над косою тріщиною визначають залежно від розрахункового опору бетону розтяганню R_{bt} і розмірів перерізу елемента (b ; h).

При відсутності відігнутої арматури похилі перерізи за поперечною силою розраховують з умови

$$Q \leq Q_{wa} + G_{sw} + Q_b, \quad (5.63)$$

де Q_{wa} — поперечна сила, яку сприймає стінка профілю жорсткої арматури, причому

$$Q_{wa} = 0,8R_{sa}h_w t_w, \quad (5.64)$$

де h_w та t_w — висота та товщина стінки профілю жорсткої арматури; R_{sa} — розрахунковий опір жорсткої арматури; Q_{sw} — сума всіх поперечних сил, що їх сприймає поперечна гнучка арматура, $Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$; Q_b — поперечне зусилля, що його сприймає бетон стиснутої зони над косою тріщиною:

$$Q_b = R_{bt} b h_0. \quad (5.65)$$

За довжиною елемента розраховують перерізи, що починаються біля грані опори і біля місць зміни інтенсивності поперечного армування на рівні центра ваги розтягнутої гнучкої арматури.

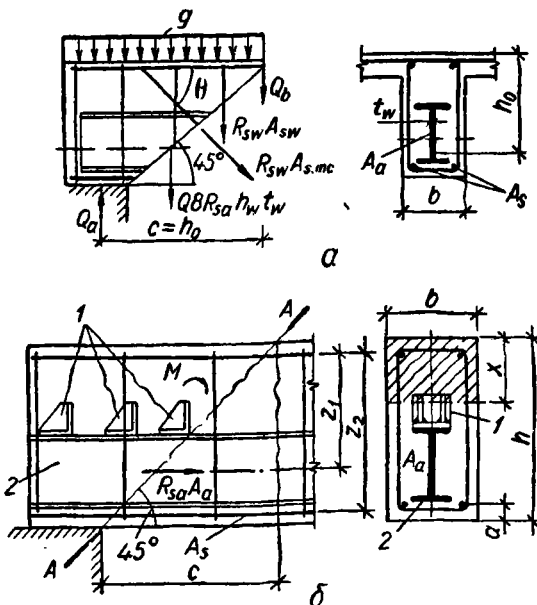


Рис. 5.10. Забезпечення міцності похилих перерізів елементів, що працюють на згинання, з жорсткою арматурою:

а — схема зусилля в похилому перерізі в разі розрахунку на дію поперечних сил; б — анкеровання жорсткої арматури на вільних опорах; 1 — анкерні упори; 2 — жорстка арматура

Розрахунку похилих перерізів за поперечною силою не роблять, якщо $Q \leq \leq Q_b$ (5.65) або $Q \leq Q_{wa}$ (5.64). У цих випадках поперечну гнучку арматуру ставлять конструктивно (п. 4.1.1).

У розрахунку елементів з жорсткою арматурою має виконуватись такса ж умова (5.1).

Щоб виключити можливість зрізування бетону по горизонтальній площині над профілем, жорстка арматура на вільних опорах має бути заанкерована на ділянці від торця жорсткої арматури до місця перетину верхньої полиці профілю розрахунковим похилим перерізом. Анкерування виконують приварюванням у тавр або внапусток арматурних стержнів чи спеціальних анкерів з кутиків, підкріплених ребрами жорсткості (рис. 5.10, б).

5.3.6. Розрахунок елементів при косому згинанні. Міцність похилих перерізів елементів прямокутного профілю, що зазнають косо го згинання, на дію поперечних сил визначається умовою

$$\left[\frac{Q_x}{Q_{bw(x)}} \right]^2 + \left[\frac{Q_y}{Q_{bw(y)}} \right]^2 \leq 1, \quad (5.66)$$

де Q_x та Q_y — складові поперечної сили, які діють відповідно у площині симетрії x та в нормальній до неї площині y (див. рис. 4.14) у найвіддаленішому від опори кінці похило го перерізу:

$$Q_x = Q \cos \varphi; \quad Q_y = Q \sin \varphi; \quad (5.67)$$

$Q_{bw(x)}$ та $Q_{bw(y)}$ — граничні поперечні сили, які сприймає переріз в разі їх дії відповідно тільки у площині x або тільки у площині y ; приймаються рівними правій частині рівняння (5.24), де b_x та b_y — розміри перерізу у напрямі, нормальному до осей x та y ; h_{0x} та h_{0y} — робоча висота перерізу в напрямі осей x та y (див. рис. 4.14); $q_{sw(x)}$ та $q_{sw(y)}$ — граничні зусилля в поперечних стержнях у напрямі осей x та y на одиницю довжини елемента, які визначають за формулою (5.23).

Відігнутих стержнів у розрахунку на поперечну силу при косому згинанні до уваги не беруть.

5.4. Міцність похилих перерізів за згинальним моментом

Для залізобетонних елементів, що працюють на згинання, з поперечною і похилою арматурою умову міцності похилих перерізів за згинальним моментом (рис. 5.11, а) записують у вигляді

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (5.68)$$

де M — момент усіх зовнішніх сил, розташованих з одного боку від розглядуваного перерізу відносно осі, яка перпендикулярна до площини дії моменту і проходить по середині висоти стиснутої зони над косою тріщиною; M_s , M_{sw} та $M_{s,inc}$ — моменти зусиль відповідно у по-

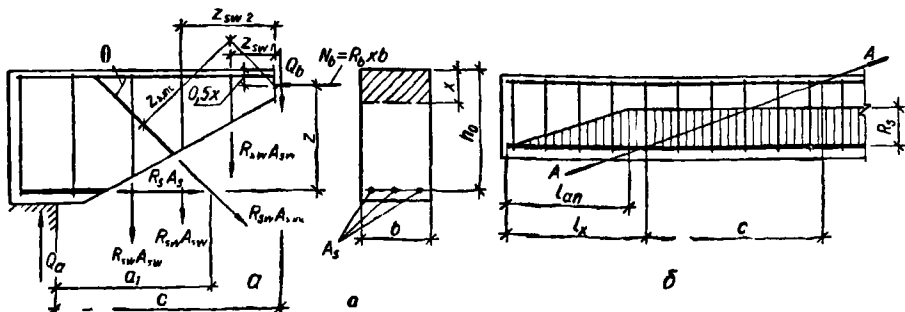


Рис. 5.11. До розрахунку похилих перерізів елементів на міцність за згинальним моментом: а — схема зусиль у похилому перерізі; б — розрахунковий похилий переріз поблизу опори при $l_x < l_{an}$

здовжній, поперечній та похилий арматурі, що їх перетинає похилий переріз відносно тієї самої осі:

$$M = R_s A_s z; \quad (5.69)$$

$$M_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw}; \quad (5.70)$$

$$M_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}. \quad (5.71)$$

Тут величину $\Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw}$ при хомутах з постійною інтенсивністю визначають за формулою

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2, \quad (5.72)$$

де c — довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента (рис. 5.11, а).

У формулах (5.69) ... (5.72) z , z_{sw} та $z_{s,inc}$ — відстані від площини розташування відповідно поздовжньої арматури, хомутів та відгінів до вказаної вище осі; величину z допускається приймати рівною $h_0 - 0,5x$; при врахуванні стиснутої арматури $z \leq h_0 - a'$, а коли $x < 2a'$, $z = h_0 - a'$; величину $z_{s,inc}$ для кожної площини відгінів визначають за формулою

$$z_{s,inc} = z_s \cos \theta + (c - a_1) \sin \theta, \quad (5.73)$$

де a_1 — відстань від початку похилого перерізу до початку відгину в розтягнутій зоні (рис. 5.11, а).

Розрахунку похилих перерізів елементів, що працюють на згинання, з постійною або плавно змінюваною висотою перерізу не роблять, коли виконуються умови (5.14) та (5.15) із збільшенням їхніх правих частин на коефіцієнт 0,8, якщо значення проекції похилого перерізу c не перевищує $0,8c_{max}$. Розрахунку похилих перерізів за моментом не роблять і в тому випадку, коли вся поздовжня розтягнута арматура доведена до опори і має спеціальні анкери (приварені шайби, пластини, кутики або висаджені головки) і, отже, її можна взяти до уваги в розрахунку з повним розрахунковим опором. У цьо-

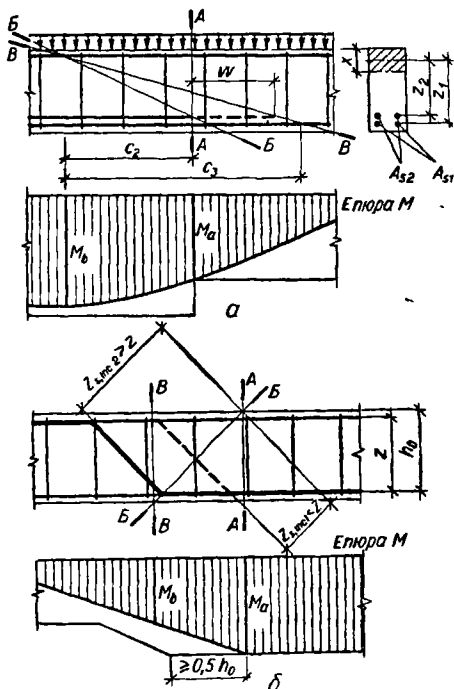


Рис. 5.12. Забезпечення міцності похилого перерізу за згинальним моментом:
 а — в разі обриву стержнів у прольоті; б — в разі відгину частини стержнів у прольоті

ках похилі перерізи розраховують за згинальним моментом. Розрахунок виконують за формулою (5.68). Якщо міцність похилого перерізу за поперечною силою забезпечена, а за моментом недостатня, то рекомендується посилити анкерування поздовжньої арматури, тобто зменшити довжину зони анкерування.

5.4.1. Конструктивне забезпечення міцності похилих перерізів за згинальним моментом у місці обриву чи відгину арматури. Для економії металу під час армування елементів, що працюють на згинання, частину поздовжньої розтягнутої арматури не доводять до опори, а обривають у прольоті там, де вона не потрібна з умови міцності нормальних перерізів за згинальним моментом (рис. 5.12, а, переріз А—А).

Проте, щоб забезпечити міцність похилого перерізу Б—Б, в якому діє момент $M_b > M_a$ (рис. 5.12, а), потрібно, щоб обрив частини поздовжньої арматури був компенсований відповідною кількістю поперечної арматури, яку перетинає похилий переріз, тобто має виконуватись умова

$$R_s A_{s2} z_{s2} = \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} = q_{sw} c^2 / 2, \quad (5.74)$$

му випадку міцність похилих перерізів за згинальним моментом забезпечується, оскільки $M \leq M_s$.

При відсутності анкерів на кінцях стержнів розрахунку не роблять, якщо розрахунковий похилий переріз А—А (рис. 5.11, б) перетинає поздовжню арматуру за межами зони анкерування, тобто коли $l_x > l_{an}$, де l_x — відстань від кінця арматури до точки перетину поздовжньої арматури похилим перерізом; l_{an} — довжина зони анкерування арматури, що визначається за формулою (1.5).

Якщо додержано зазначених вище умов, похилих перерізів не розраховують і тоді, коли частину поздовжньої розтягнутої арматури відгинають або обривають у прольоті. Проте при цьому мають виконуватись додаткові конструктивні вимоги, які гарантують міцність похилих перерізів за моментом у місці обриву чи відгину стержнів (див. п. 5.4.1). В усіх інших випадках

де q_{sw} — зусилля в хомутах на одиницю довжини елемента, яке визначають за формулою (5.23).

В разі обриву арматури в точці теоретичного обриву (переріз $A—A$) міцність похилих перерізів здебільшого не забезпечується, а тому обривані стержні необхідно заводити за місце їх теоретичного обриву на величину w (рис. 5.12, *a*), яку визначають з умови, щоб будь-який похилий переріз, який проходить через кінець обриваного стержня (рис. 5.12, *a*, переріз $B—B$), перетинав достатню кількість поперечної арматури для компенсації частини обірваної поздовжньої арматури. Величину w визначають за формулами:

при наявності відгинів у межах похилого перерізу

$$w = \frac{Q - R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d, \quad (5.75)$$

де Q — зовнішня поперечна сила в нормальному перерізі, який проходить через точку теоретичного обриву (рис. 5.12, *a*, переріз $A—A$); θ — кут нахилу відгину до осі елемента; d — діаметр обриваного поздовжнього стержня.

При відсутності відігнутої арматури

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d. \quad (5.76)$$

Крім того, в усіх випадках мають виконуватись вимоги щодо анкерування арматури (див. параграф 1.6).

Для елементів без поперечної арматури значення w приймають рівним $10d$. При цьому місце теоретичного обриву має бути на ділянці елемента, де виконується умова (5.14) з коефіцієнтом 0,8 і при $c \leq 0,8c_{\max}$ у правій частині.

В разі армування елементів, що працюють на згинання, в'язаними каркасами з окремих стержнів частину поздовжньої робочої арматури здебільшого відгинають з прольоту на опори. Якщо відгин стержня починається в перерізі $A—A$ (рис. 5.12, *b*), де він повністю використовується за розрахунком, міцність похилого перерізу $B—B$ за згинальним моментом буде менша, ніж нормального перерізу $A—A$, оскільки роботу відігнутого стержня враховують з плечем внутрішньої пари сил $z_{s,inc1} < z$.

Для забезпечення міцності похилих перерізів за згинальним моментом в разі відгинання стержнів початок відгину в розтягнутій зоні має бути віддалений від перерізу, де він повністю використовується за розрахунком, не менш як на $h_0/2$. В разі додержання цієї умови $z_{s,inc2} > z$ і міцність будь-якого похилого перерізу буде не менша від міцності нормального перерізу до відгину арматури.

Кінець відгину має бути розташований не ближче, ніж до того нормального перерізу, в якому відгин не потрібний за розрахунком (рис. 5.12, *b*, переріз $B—B$).

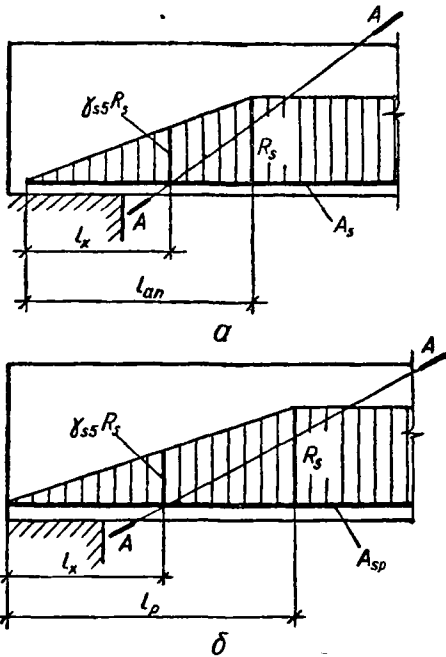


Рис. 5.13. Визначення розрахункового опору арматури в розрахункових перерізах, що перетинають поздовжню робочу арматуру в межах зони анкерування:

a — в ненапружених елементах, що працюють на згинання; *b* — те саме, в попередньо напружених

закладних деталей, висаджених головок) у межах її зони анкерування l_{an} (рис. 5.12, *a*), то значення розрахункового опору відповідної арматури знижується множенням його на коефіцієнт умов роботи арматури γ_{s5} .

Для елементів без попереднього напружування у визначенні коефіцієнта γ_{s5} припускається, що в межах зони анкерування арматури A_s розрахунковий опір зростає від нуля біля початку стержня до максимального значення в кінці зони анкерування (рис. 5.13, *a*). Тоді

$$\gamma_{s5} = l_x / l_{an},$$

де l_x — відстань від кінця арматури до точки перетину похилого перерізу з поздовжньою арматурою; l_{an} — довжина зони анкерування, що залежить від кількості та виду поперечної арматури та міцності бетону. Довжину зони анкерування l_{an} на крайніх вільних опорах, у межах якої знижуються розрахункові опори арматури, визначають за формулою (1.5):

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d,$$

5.4.2. Розрахунок на міцність похилих перерізів за згинальним моментом. Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента, на дію згинального моменту виконують за умовою (5.69). При цьому висота стиснутої зони похилого перерізу, виміряна по нормалі до стиснутої грані елемента, визначається з умови рівності проєкцій усіх сил на нормаль до цієї грані (див. рис. 5.11, *a*).

Для прямокутного перерізу

$$R_s A_s + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \cos \theta = R_b b x, \quad (5.77)$$

звідки

$$x = \frac{R_s A_s + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \cos \theta}{R_b b}, \quad (5.78)$$

де θ — кут нахилу відгинів до осі елемента.

Якщо похилий переріз *A—A* перетинає поздовжню розтягнуту ненапружувану арматуру без спеціальних анкерів (приварених шайб,

але вона має бути не менш як $l_{an} = \lambda_{an}d$.

Значення коефіцієнтів ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$ та λ_{an} , а також допустимі мінімальні значення l_{an} наведено в параграфі 1.6.

При непрякій арматурі у вигляді сіток обвідних хомутів або коритоподібних сіток, які охоплюють поздовжню робочу арматуру, або густо розташованих поперечних стержнів, які з'єднують плоскі зварні каркаси у просторові (рис. 5.14), довжину зони анкерування зменшують діленням коефіцієнта ω_{an} на величину $1 + 12\mu_y$ та множенням коефіцієнта $\Delta\lambda_{an}$ на величину $10\sigma_b/R_b$. Об'ємний коефіцієнт армування визначають за формулою

$$\mu_y = A_{sw}/(2as) \leq 0,06, \quad (5.79)$$

де A_{sw} та s — площа перерізу та крок поперечних стержнів; a — відстань від центра ваги поздовжньої арматури до розтягнутої грані елемента (рис. 5.14, *a* та *б*).

В разі армування на опори поперечними сітками, які охоплюють поздовжню арматуру (рис. 5.14, *в*), коефіцієнт μ_y визначають відповідно до вказівок п. 7.5.2 за формулою (7.120).

Напруження стикання бетону на опори визначають за формулою

$$\sigma_b = Q_a/A_{loc} \leq 0,5R_b, \quad (5.80)$$

де Q_a — опорна реакція; A_{loc} — площа опирання елемента.

Якщо поперечну або розподільну арматуру приварено до поздовжніх розтягнутих стержнів, враховуване в розрахунку зусилля $R_s A_s$ в поздовжній арматурі збільшується на величину

$$N_w = 0,7n_w\varphi_w d_w^2 R_{bt}, \quad (5.81)$$

яку приймають не більш як $0,8R_s d_w^2 n_w$. Остаточне значення $R_s A_s$ приймають не більшим від значення $R_s A_s$, обчисленого без урахування коефіцієнта γ_{s5} та N_w .

У формулі (5.81) n_w — число приварених стержнів на довжині l_x ; φ_w — коефіцієнт, який приймають залежно від діаметра приварених стержнів d_w :

d_w	6	8	10	12	14
φ_w	200	150	120	100	80

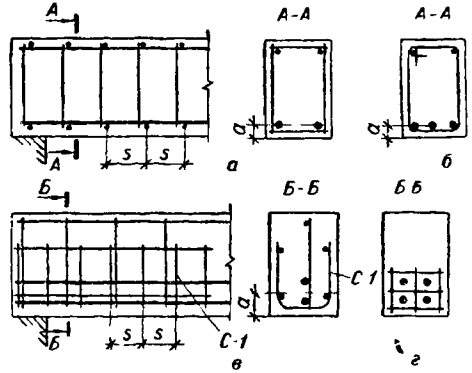


Рис. 5.14. До визначення довжини зони анкерування ненапруженої арматури, в межах якої знижується розрахунковий опір арматури:

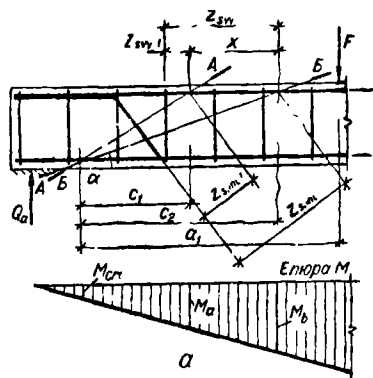
a — в разі армування на опори в'язаними каркасами; *б* — те саме, зварними; *в* — те саме, коритуватими сітками; *г* — те саме, поперечними сітками, стержні яких охоплюють усю поздовжню арматуру

У розрахунку попередньо напружених елементів коефіцієнт γ_{s5} визначають у припущенні, що для арматури без анкерів у межах зони передачі напружень на бетон розрахунковий опір зростає від нуля на початку до максимального значення R_s в кінці зони анкерування (рис. 5.13, б). Звідси $\gamma_{s5} = l_x/l_p$, де l_p — довжина зони передачі напружень для напружуваної арматури без анкерів, яку визначають з формули (1.7).

5.4.3. Визначення положення найнебезпечнішого похилого перерізу за згинальним моментом. Розглядається балка, що вільно лежить і завантажена зосередженою силою F за межами похилого перерізу.

З розгляду двох похилих перерізів $A-A$ та $B-B$ (рис. 5.15, а) видно, що зі збільшенням проекції похилого перерізу c збільшується зовнішній згинальний момент у похилому перерізі, але одночасно зростає і внутрішній момент за рахунок збільшення плечей зусиль у поперечній та похилій арматурі:

$$z_{sw} = z_{sw} + x; \quad z_{s,inc} = z_{s,inc1} + x \sin \theta,$$



де x — відстань між центрами ваги стиснутих зон бетону перерізів $A-A$ та $B-B$.

Очевидно, що найнебезпечнішим буде похилий переріз, в якому різниця між зовнішнім моментом і моментом внутрішніх зусиль відносно центра стиснутої зони бетону буде найменша.

У найпростішому випадку для елемента без похилої арматури з рівняння (5.68) матимемо

$$M - R_s A_s z_s - \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0. \quad (5.82)$$

Підставивши значення z_{sw} , беруть похідну виразу (5.82) за x , прирівнявши її до нуля, визначають проекцію найнебезпечнішого похилого перерізу:

$$\frac{d}{dx} [M - (R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sum R_{sw} A_{sw} x)] = 0.$$

З урахуванням, що $dM/dx = Q$, можна записати:

$$Q - \sum R_{sw} A_{sw} = 0. \quad (5.83)$$

Якщо $\sum R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c$, то

$$c = Q/q_{sw}. \quad (5.84)$$

Рис. 5.15. До визначення положення розрахункового похилого перерізу балки за згинальним моментом:

a — в разі завантаження елемента зосередженою силою F , яку прикладено за межами розрахункового перерізу ($a_1 > c$); b — в разі навантаження рівномірним розподіленим навантаженням і зосередженою силою F (при $a_1 < c$)

Підставивши значення c в рівняння (5.82), матимемо

$$M \leq R_s A_s z_s + q_{sw} c^2 / 2. \quad (5.85)$$

У загальному випадку, коли до верхньої грані елемента у межах похилого перерізу прикладено рівномірно розподілене q і зосереджене F навантаження, а в перерізі є поперечна, поздовжня та похила арматура (рис. 5.15, б), розрахункові формули набувають вигляду

$$c = \frac{Q - F - \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta}{q_{sw} + q}; \quad (5.86)$$

$$M = R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} z_{z,inc} + q_{sw} c^2 / 2, \quad (5.87)$$

де Q — поперечна сила від зовнішніх навантажень на початку похилого перерізу.

Якщо при врахуванні сили F за формулою (5.86) $c < a_1$, а без врахування сили F $c > a_1$, то розрахунок виконують при $c = a_1$ (рис. 5.15, б, переріз Б—Б).

Для балок, що вільно опираються, найневигідніший похилий переріз починається від грані опори. Проекцію розрахункового перерізу на горизонтальну вісь елемента визначають за формулою (5.86), але приймають не більш як максимальну довжину припорної ділянки, за межами якої виконується умова (5.14) з помноженням правої частини виразу на 0,8 при $c \leq 0,8c_{max}$.

Приклади розрахунку похилих перерізів за згинальним моментом наведено в посібниках [19, 20].

5.5. Елементи, що зазнають скручування і згинання зі скручуванням

5.5.1. Конструктивні особливості. Кручення в чистому вигляді в залізобетонних конструкціях трапляється дуже рідко. Значно частіше воно проявляється разом із згинанням, наприклад у щоглах в разі одностороннього обриву проводу, в ригелях торцевих рам, ламаних або криволінійних у плані елементах та в інших конструкціях, коли діючі зусилля не спрямовані по осі елемента або коли його вісь викривлена (рис. 5.16).

Випробування залізобетонних елементів показали, що внаслідок кручення в їхніх перерізах виникають головні розтягувальні і головні стискувальні напруження, орієнтовані під кутом 45° до поздовжньої осі елемента. У зв'язку з низькою міцністю бетону на розтягання вже на ранніх стадіях навантажування в елементі утворюються похилі тріщини, розташовані по гвинтових лініях з кутом нахилу 45° (рис. 5.17, а та б). Елемент руйнується по просторовому перерізу. При цьому розтягувальні зусилля сприймає арматура, а стискувальні — бетон. Елемент руйнується, коли в розтягнутій арматурі виникають

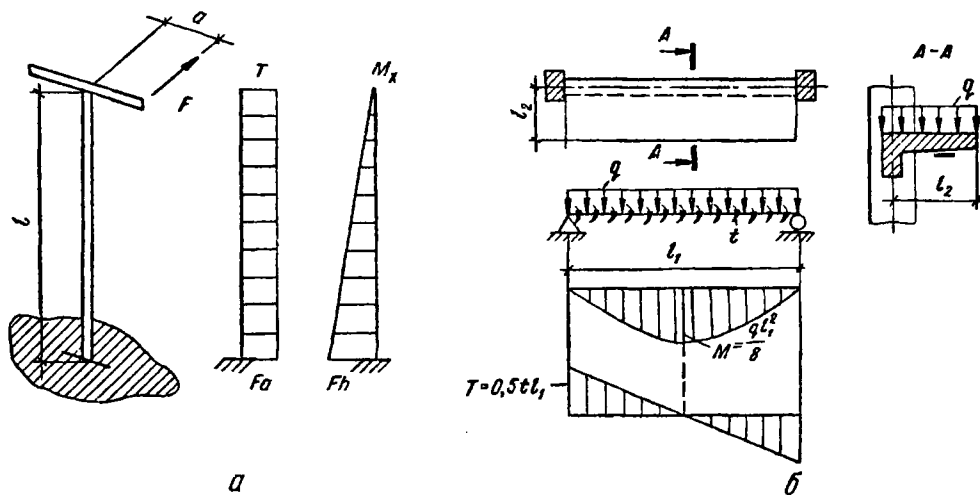


Рис. 5.16. Залізобетонні елементи, що працюють на згинання з крученням:

а — щогла під дією горизонтальної сили F , прикладеної з плечем a відносно поздовжньої осі;
 б — балка з односторонньою консольною плиткою

непружні видовження, а в бетоні буде досягнута гранична стискуваність з урахуванням непружних властивостей.

Просторова тріщина, яка утворюється внаслідок дії згинального моменту, поперечної сили та крутного моменту, перетинає три сторони елемента і досягає його стиснутої зони, розташованої біля четвертої сторони. Це зумовлює відповідне армування елемента.

Найефективнішим є армування по спіралі в напрямі дії головних розтягувальних напружень, але воно доцільне лише при крутному моменті одного знака (рис. 5.18, а). У разі двозначних крутних моментів таке армування не раціональне у зв'язку із складністю намотування двох спіралей, що взаємно перетинаються. Практично такі перерізи армують просторовими каркасами з поздовжніх стержнів і замкнених хомутів (рис. 5.18, б). У цьому випадку поздовжні стержні працюють на крутний момент, а поперечні — на крутний момент та поперечну силу.

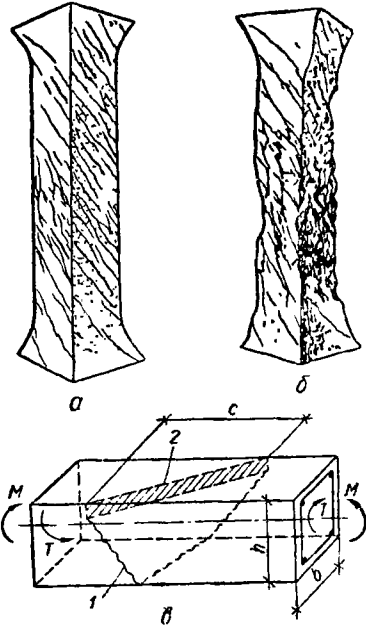
Поздовжні стержні, що їх беруть до уваги в розрахунку з повним розрахунковим опором, з метою анкерування заводять за грань опори на довжину l_{an} (див. параграф 1.6).

Для сприйняття розтягання, спричиненого крутним моментом, в'язані хомути роблять замкнутими з перепуском кінців на довжину $30d_w$, а в зварних каркасах контури замикають зварюванням поперечних стержнів обох напрямів з поздовжніми стержнями (рис. 5.18, в).

Крок поперечних стержнів біля граней елемента, паралельних площині згинання, приймають таким самим, як і в елементах, що працю-

Рис. 5.17. Випробування на кручення:

a — зразок після утворення тріщин; *b* — на момент зруйнування; *c* — схема руйнування елемента, що працює на згинання з крученням: 1 — просторова тріщина; 2 — стиснута зона просторового перерізу



ють на згинання, а біля перпендикулярних граней — не більше від ширини елемента *b* або $2b$, якщо поперечні стержні за розрахунком не потрібні.

Елементи таврового, двотаврового (рис. 5.18, *г*) та інших складних профілів, які зазнають згинання з крученням, армують замкнутими поперечними стержнями (в'язаними, зварними) у межах кожної частини (полиці, ребра) перерізу.

5.5.2. Розрахунок на міцність елементів прямокутного профілю. Напружений стан залізобетонних елементів, зумовлений дією згинального та крутного моментів, вивчено ще недостатньо.

Експериментально несучу здатність елемента визначають методом граничної рівноваги з урахуванням утворення просторової тріщини. Елемент руйнується по просторовому перерізу: три його грані розтягнуті, а четверга стиснута. Розрахунок виконують, виходячи з передумов, що:

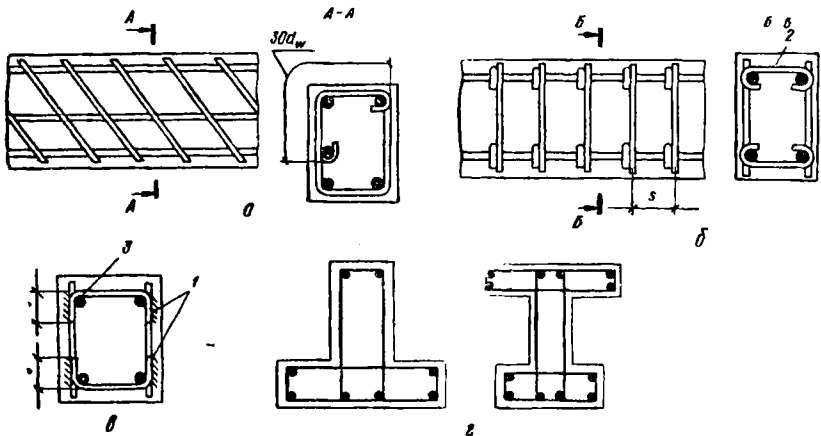


Рис. 5.18. Схеми армування елементів, що працюють на згинання з крученням:

a — прямокутного перерізу з похилими поперечними стержнями в'язаного каркаса; *б* — з вертикальними стержнями зварного каркаса, які з'єднано шпильками; *в* — те саме, скобками на зварованні $l_{0z} = 6d_{ш}$; *г* — таврового та двотаврового перерізів; 1 — зварювання; 2 — шпилька; 3 — скоба

в розтягнутій зоні опір бетону дорівнює нулю;

стиснута зона просторового перерізу знаходиться у площині, розташованій під кутом θ до поздовжньої осі елемента, а опір бетону стисканню приймають рівним напруженням $R_b \sin^2 \theta$, які рівномірно розподілені у стиснутій зоні;

розтягувальні напруження в поздовжній і поперечній арматурі, що перетинає розтягнуту зону просторового перерізу, приймають рівними розрахунковим опорам R_s та R_{sw} ;

напруження в арматурі стиснутої зони приймають рівними: для ненапружуваної арматури R_{sc} , для напружуваної $\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma'_{sp}$, але не більш як R_{sc} . Значення σ'_{sp} обчислюють при $\gamma_{sp} > 1$.

Дослідження показали, що залежно від співвідношення значень згинального M та крутного T моментів, а також наявності поперечної сили Q можуть бути різні схеми руйнування, які різняться положенням стиснутої зони.

При наявності згинального та крутного моментів руйнування елемента відповідає схемі, наведеній на рис. 5.19, а. Тріщина в розгортці утворює пряму лінію. Умову міцності перерізу записують із співвідношення моментів зовнішніх та внутрішніх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони.

Характерну схему руйнування в разі дії крутного моменту і поперечної сили при відсутності згинального моменту або коли він невеликий наведено на рис. 5.19, б. На одній з бічних граней елемента внаслідок текучості арматури хомутив розкриваються похилі тріщини.

В умові міцності перерізу при визначенні моменту внутрішніх зусиль відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони, крім арматури A_{s2} , враховують роботу розтягнутих віток хомутив A_{sw2} .

Третій варіант руйнування можливий при малому порівняно з крутним згинальному моменті і коли верхня арматура A_{s3} , яка потрапляє в розтягнуту зону, значно слабша від нижньої A'_{s3} (рис. 5.19, б). У цьому випадку руйнування починається з верхньої зони.

Згідно з нормами [13] міцність перерізу перевіряють за узагальненою формулою при будь-якій схемі руйнування. Залежність виражається умовою, що момент від зовнішнього навантаження, обчислений відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої зони T , не перевищує суми моментів граничних зусиль у поздовжній та поперечній арматурі відносно тієї самої осі. Тоді

$$T \leq R_s A_s (1 + \varphi_w \delta \lambda^2) (h_0 - \theta, 5x) / (\varphi_q \lambda + \kappa), \quad (5.88)$$

де коефіцієнт φ_w характеризує співвідношення поперечної та поздовжньої арматури:

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{R_s A_s} \cdot \frac{b}{s}; \quad (5.89)$$

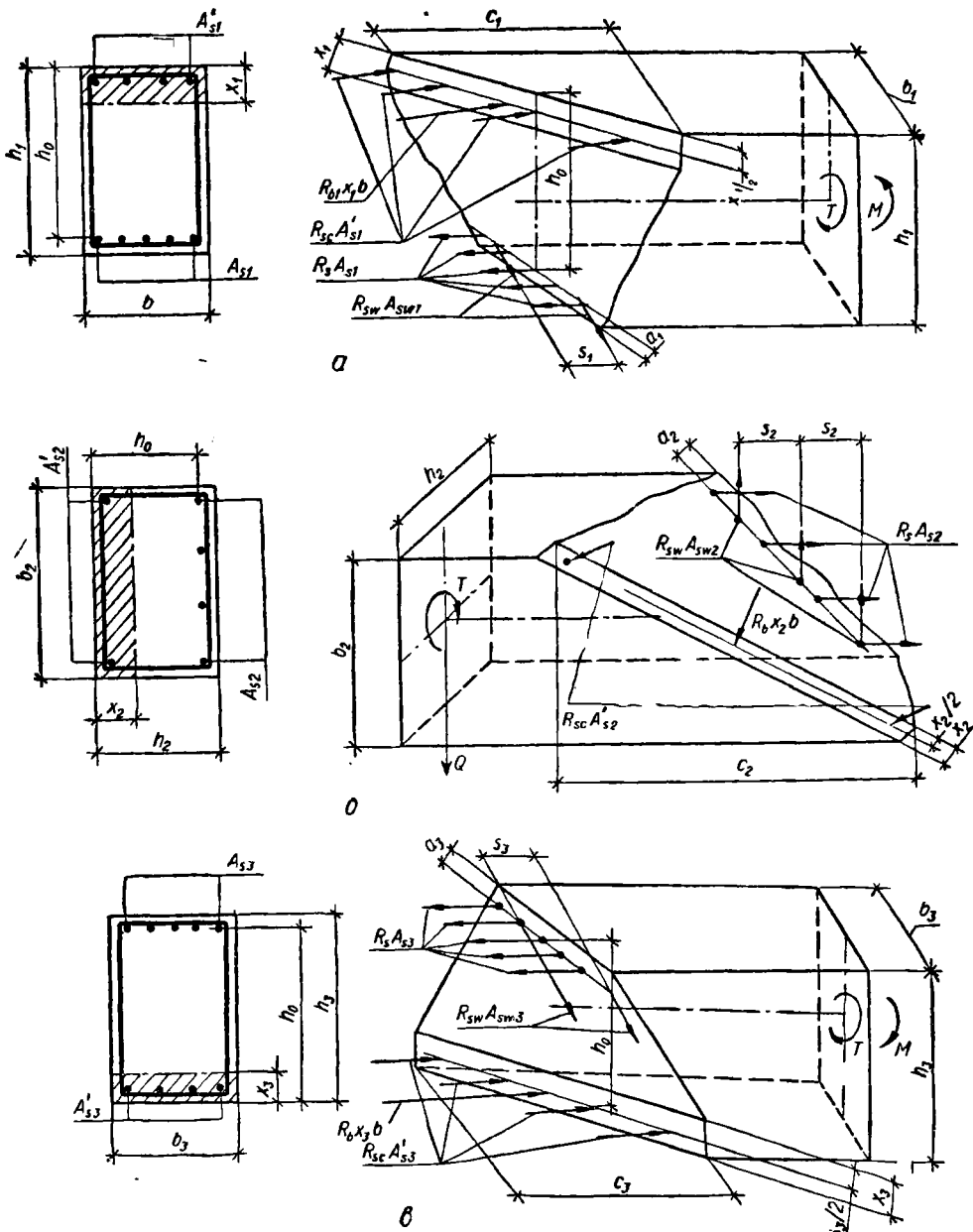


Рис. 5.19. Поперечні перерізи і схеми напруженого стану елемента, що працює на згинання з крученням:

a — в разі згинального та крутного моментів; *b* — в разі крутного моменту і поперечної сили; *в* — при невеликому згинальному моменті порівняно з крутим

$$\delta = b/(2h + b); \quad (5.90)$$

$$\lambda = c/b; \quad (5.91)$$

$$\kappa = M/T. \quad (5.92)$$

Тут M , T — зусилля, обчислювані для нормального перерізу, що збігається з центром ваги стиснутої зони розраховуваного перерізу з просторовою тріщиною; A_s та A'_s — площа поперечного перерізу поздовжньої арматури, розташованої відповідно в розтягнутій та стиснутій зонах, для даної розрахункової схеми (рис. 5.19); A_{stw} — площа перерізу одного поперечного стержня, розташованого біля грані, яка для розглядуваної схеми (рис. 5.19) є розтягнутою; s — крок поперечних стержнів; b та h — розміри граней елемента, що відповідають паралельним та перпендикулярним лініям, які обмежують стиснуту зону; c — довжина проекції лінії, що обмежує стиснуту зону, на поздовжню вісь елемента; x — висота стиснутої зони, обчислювана з рівняння

$$R_s A_s - R_{sc} A'_c = R_b b x. \quad (5.93)$$

Якщо $x_1 = \frac{R_s A_{s1} - R_{sc} A'_{s1}}{R_b b} < 2a'_1$ (рис. 5.19, а), то в умові (5.88)

приймають $x_1 = 2a'$, а якщо $x_1 > \xi_R h_0$, то треба перевірити міцність нормального перерізу за схемою алгоритму 4.5.

Згідно з рис. 5.19, а $R_s A_{s1}$ приймають не більш як $2q_{sw1} b + \frac{M}{h_0 - 0,5x_1}$, а q_{sw} — не більш як $\frac{1,5}{b} \left(R_s A_{s1} - \frac{M}{h_0 - 0,5x_1} \right)$, де $q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{s_1}$.

Вище було сказано, що схема руйнування елемента залежить від комбінації зовнішніх зусиль. Тому при відсутності згинального моменту і поперечної сили $\kappa = 0$, а $\varphi_q = 1$; в інших випадках їхні значення залежать від розрахункової схеми:

за рис. 5.19, а $\kappa = M/T$; $\varphi_q = 1$;

за рис. 5.19, б $\kappa = 0$; $\varphi_q = 1 + Qh/2T$;

за рис. 5.19, в $\kappa = -M/T$; $\varphi_q = 1$.

Несуча здатність перерізу залежить від значення c , яке визначають методом послідовних наближень і приймають не більш як $2h + b$ і не більше від довжини ділянки елемента, що дорівнює $b\sqrt{2/\delta}$, на якій узяті до уваги в розрахунку зусилля M , T та Q не змінюють знака.

Оскільки розрахунок елементів, що зазнають згинання з крученням, за другою групою граничних станів нормою не передбачені, то, виходячи з обмеження деформативності конструкцій та ширини роз-

криття тріщин, співвідношення поперечного і поздовжнього армування, виражене коефіцієнтом φ_w , лежить у межах

$$\varphi_{w,\min} < \varphi_w < \varphi_{w,\max},$$

де

$$\varphi_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + M/2\varphi_w M_u}; \quad (5.94)$$

$$\varphi_{w,\max} = \frac{1,5}{1 + 2\kappa \sqrt{\delta}}. \quad (5.95)$$

Тут M — згинальний момент, який при схемі руйнування за рис. 5.19, б приймають рівним нулю, а за рис. 5.19, в зі знаком «мінус».

Якщо за формулою (5.89) $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$, то приймають $\varphi_w = \varphi_{w,\min}$, а зусилля $R_s A_s$ у формулах (5.88), (5.89) та (5.93) множать на відношення $\varphi_w/\varphi_{w,\min}$.

При $T \leq 0,5Qb$ (b — ширина грані перерізу перпендикулярної площини вигину) розрахунок ведуть з умови

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \quad (5.96)$$

де Q та T — зусилля найбільші на розглядуваній ділянці елемента (рис. 5.19, б); Q_{sw} визначають за формулою з розділу 5; при цьому, якщо $T \leq 0,25Q_b$ і в перерізі є відігнуті стержні, то в праву частину умови (5.96) додають значення $\Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \varphi_w$.

Розміри поперечного перерізу елементів, що зазнають згинання з крученням, щоб запобігти руйнуванню бетону стиснутої зони, призначають з умови

$$T \leq 0,1R_b b^2 h, \quad (5.97)$$

де R_b для бетонів класів вищих за В30 приймають, як для бетону класу В30.

Приклади розрахунку елементів, що працюють на кручення із згинанням, наведено в посібнику [19].

Контрольні запитання

1. Які можливі схеми руйнування по похилих перерізах?
2. Як записується рівняння міцності по похилій стиснутій смугі між похилими тріщинами в разі дії поперечної сили? Які фактори істотно впливають на міцність похилої смуги?
3. Як записують основне рівняння міцності похилого перерізу на дію поперечної сили по похилій тріщині?
4. Чому розрахунковий опір розтяганню поперечної і відігнутої арматури R_{sw} нижчий, ніж поздовжньої розтягнутої арматури R_s ?
5. Як враховують вплив звисів полиць таврових перерізів на міцність похилих перерізів по поперечній силі? У яких випадках звиси полиць не слід брати до уваги в розрахунку?

6. Як враховують вплив попереднього обтискування на міцність похилих перерізів по поперечній силі?
7. Як визначають поперечну силу, що її сприймає бетон стиснутої зони в похилому перерізі Q_b ? Чому дорівнює мінімальне значення $Q_{b,\min}$?
8. У яких випадках під час проектування залізобетонних конструкцій можна не планувати встановлення поперечної арматури?
9. Як записують умови міцності по поперечній силі для похилих перерізів залізобетонних елементів без поперечної арматури? Як визначають довжину проекції розрахункового похилого перерізу, що починається від грані опори в таких елементах?
10. Чому дорівнює погонне зусилля q_{sw} , що його сприймають хомути? З якої умови визначають його мінімальне значення $q_{sw,\min}$?
11. Які перерізи під час розрахунку похилих перерізів на дію Q є розрахунковими в разі завантаження балок зосередженими силами? Те саме, в разі завантаження рівномірно розподіленим навантаженням?
12. З якої умови визначають положення розрахункового похилого перерізу з максимальним значенням проекції на поздовжню вісь елемента c_{\max} ?
13. Як визначають поперечні сили від зовнішніх навантажень у розрахункових перерізах у разі завантаження балок зосередженими і рівномірно розподіленими навантаженнями?
14. Як визначають довжину проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента c_0 ? З якої умови виводять формулу для визначення c_0 і які обмеження встановлено для її значення?
15. З якої умови виводять формулу для визначення максимального кроку хомутів s_{\max} ? Які конструктивні вимоги щодо призначення кроку хомутів встановлено залежно від висоти перерізу балок?
16. Як визначають величину рівномірно розподіленого навантаження, яке беруть до уваги в розрахунку похилих перерізів за поперечною силою q_1 ?
17. В якій послідовності виконують розрахунок похилих перерізів для перевірки міцності по поперечній силі? Те саме, для визначення необхідного поперечного армування?
18. Як визначають положення розрахункових похилих перерізів в елементах, армованих поперечною арматурою та відгинами, під час розрахунку їх на дію поперечних сил?
19. Як визначають зусилля, що його сприймає одна площа похилих стержнів?
20. З якої умови визначають максимальну відстань між початком та кінцем сусідніх відгинів?
21. Чим характерний розрахунок на дію поперечної сили похилих перерізів залізобетонних елементів з жорсткою та гнучкою арматурою?
22. Яких вимог щодо анкерування жорсткої арматури на вільних опорах необхідно дотримуватися?
23. Як записують умову міцності похилих перерізів за згинальним моментом? В яких випадках розрахунок перерізів за згинальним моментом можна не робити?
24. Яких конструктивних вимог необхідно дотримуватися, проектуючи елементи, що працюють на згинання, в разі обриву частини поздовжньої арматури у прольоті для забезпечення міцності похилих перерізів за згинальним моментом? Те саме, в разі відгину поздовжніх стержнів?
25. Які особливості розрахунку за згинальним моментом похилих перерізів балок, які перетинають поздовжню розтягнуту арматуру в зоні анкерування l_{an} (для A_s) або в зоні передачі зусилля з арматури на бетон l_p (для A_{sp})?
26. Яке конструктивне армування застосовують для зменшення зони анкерування поздовжньої арматури на вільних опорах?

27. В яких конструкціях і коли можуть виникнути кручення або згинання з крученням?
28. У чому основна відмінність напруженого стану просторового перерізу елемента, який зазнає одночасної дії зусиль M та T , $-M$ та T , Q та T (рис. 5.19)?
29. Як визначають висоту стиснутої зони в кожній із схем напруженого стану елемента в разі дії кручення або кручення із згинанням (рис. 5.19)?
30. Які параметри бетону і перерізу використовують у розрахунку на міцність елемента, який зазнає кручення із згинанням?
31. Чим характерне визначення зусиль у поперечних стержнях, розташованих похило і нормально до поздовжньої осі елемента, у випадку кручення або згинання з крученням?
32. Яких основних конструктивних вимог треба додержувати під час армування залізобетонних елементів, в яких виникають кручення або згинання з крученням?

Розділ 6

ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ. РОЗРАХУНОК ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

6.1. Розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин

Залізобетонні конструкції та їхні частини можуть експлуатуватись у неоднакових умовах і армуватись різними сталями. Тому відповідно до вимог [13] до тріщиностійкості частин того самого елемента можуть ставитись вимоги різних категорій. Вимогами 1-ї категорії тріщиностійкості утворення тріщин не допускається; 2-ї допускається обмежене по ширині нетривале розкриття тріщин a_{crcl} при забезпеченні їхнього подальшого надійного закриття (затискування); 3-ї допускається обмежене по ширині нетривале a_{crcl} та тривале a_{crc2} розкриття тріщин. Докладніші відомості про категорії вимог до тріщиностійкості конструкцій наведено в розд. 2.

Залізобетонні елементи розраховують на утворення тріщин, нормальних і похилих до поздовжньої осі елемента.

Розрахунок виконують, щоб виявити необхідність перевірки відсутності тріщин, ширини розкриття їх і з'ясування випадку розрахунку за деформаціями.

Тріщиноутворення в розтягнутому бетоні настає внаслідок нагромадження мікротріщин. При цьому можна виділити такі етапи: спершу порушується рівномірність деформацій у розтягнутому бетоні і вони інтенсивно збільшуються в окремих зонах, де з часом зароджуються тріщини. Потім зі збільшенням навантаження на елемент мікротріщини досягають рівня арматури і проявляється нерівномірність розподілу деформацій бетону вздовж арматурного стержня. При дальшому навантаженні утворюються видимі тріщини ($a_{cr} =$

= 0,05...0,1 мм) і навантаження цієї стадії приймають за навантаження тріщиноутворення. Дальше збільшення навантаження веде до того, що початкові тріщини розвиваються по висоті і по ширині, а на ділянках між ними виникають нові тріщини.

Утворення тріщин пояснюється досягненням граничних видовжень бетону. У неармованому бетоні вони становлять $\epsilon_{bt} = 7 \cdot 10^{-5} \dots 20 \times 10^{-5}$. А в разі їх наявності і поблизу арматури процес тріщиноутворення в залізобетоні змінюється внаслідок прояву пластичних властивостей бетону в результаті його зчеплення з арматурою. З підвищенням процента армування розтягнутого бетону за рахунок збільшення кількості і одночасно зменшення діаметра стержнів або особливо дисперсного армування (армоцемент, сталевібробетон) значно зменшується як початкова ширина розкриття тріщин, так і їх крок, але граничне видовження бетону практично не збільшується.

Разом з тим, згідно з дослідженнями, з урахуванням використання діаграми стискання і розтягання бетону з додільною віткою деформації найбільш розтягнутого волокна перевищують граничні деформації бетону в разі осьового розтягання. При цьому вони залежать від процента і способу армування, класу бетону, форми перерізу елемента та інших факторів.

Проте в разі традиційного армування масових конструкцій пластичні властивості розтягнутого бетону проявляються слабо, а тому в нормах проектування прийнято граничне видовження бетону $2R_{bt}/E_b$ (див. рис. 2.2).

У залізобетонному елементі або на його ділянках тріщини відсутні, коли зусилля, спричинені дією навантаження (або його частини, коли навантаження спричиняють зусилля різних знаків), які вводять в розрахунок з коефіцієнтом надійності щодо навантаження $\gamma_f = 1$, менші від зусилля, що його сприймає переріз в разі утворення тріщин. Повне навантаження включає постійні, довго- і короточасні навантаження.

6.2. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента

В основу розрахунку на утворення нормальних тріщин за методом норм [13] покладено I стадію напружено-деформованого стану залізобетонного елемента (див. розд. 2), яка виходить з таких передумов:

1. Перерізи після деформації залишаються плоскими, тобто по висоті елемента деформації змінюються за лінійним законом (рис. 6.1, а).

2. Найбільше відносне видовження крайнього розтягнутого волокна бетону дорівнює $2R_{bt,scr}/E_b$ і відповідає його граничній розтяжності перед утворенням тріщин, що дорівнює $(8\dots12) \cdot 10^{-5}$.

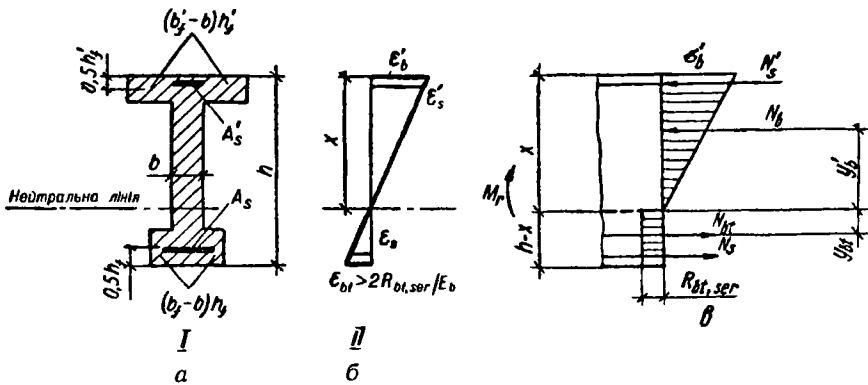


Рис. 6.1. До розрахунку утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання, при пружній роботі бетону стиснутої зони:

a — поперечний переріз; *б* — епора деформацій; *в* — епора напружень

3. Напруження в бетоні стиснутої зони елементів, що працюють на згинання, визначають з урахуванням пружних (без попереднього напружування) або непружних деформацій бетону (з попереднім напружуванням арматури). При напруженнях $\sigma_b < 0,6R_{bt,ser}$ можна вважати, що бетон стиснутої зони працює пружно, епора напружень у стиснутій зоні трикутника, тим часом як при напруженнях $\sigma_b > 0,6R_{bt,ser}$ помітно проявляється нелінійна повзучість, а епора напруження у стиснутій зоні викривлюється, бо проявляються непружні деформації. В обох випадках це стосується в основному конструкцій двотаврового профілю з розвинутою стиснутою полицею.

4. Напруження в бетоні розтягнутої зони розподілені рівномірно, дорівнюють $R_{bt,ser}$, і епора їх вважається прямокутною. Насправді ж вона відрізняється від прямокутної і має криволінійні контури за рахунок граничної розтяжності бетону, що відповідає діаграмі $\sigma_{bt} - \epsilon_{bt}$ (рис. 6.1, *a* та *б*). Проте, враховуючи незначну розтяжність бетону і у зв'язку з цим ненадійність точного замірювання напружень в ньому, для розрахунку приймають прямокутну епору. Це підтверджується добрим збігом результатів розрахунку моменту утворення тріщин $M_{cr,c}$ з даними експериментів.

5. Напруження в ненапружуваній арматурі дорівнюють напруженням, що відповідають приросту деформацій навколишнього бетону

$$(2R_{bt,ser}/E_b) E_s = 2\alpha R_{bt,ser} \approx 30 \text{ МПа.}$$

6. Напруження в напружуваній арматурі становлять $\sigma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}$, тобто є сумою попереднього напруження (з урахуванням усіх втрат та коефіцієнта точності напруження) і напруження, що відповідає приросту пружних деформацій навколишнього бетону після погашення обтискування.

Залізобетонні елементи на утворення нормальних тріщин розраховують з умови

$$M_r \leq M_{crc},$$

де M_r — момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від розглядуваного перерізу відносно осі, яка паралельна нульовій лінії і проходить через ядрову точку, найвіддаленішу від розтягнутої зони, тріщиноутворення якої перевіряють; M_{crc} — момент, що його сприймає переріз, нормальний до поздовжньої осі елемента під час утворення тріщин.

Виходячи з умов експлуатації, до конструкцій без попереднього напружування чи з попереднім напружуванням арматури або їх частин можна ставити категорії вимог до тріщиностійкості незалежно від їх армування.

6.2.1. Визначення моменту M_{crc} в елементах без попередньо напруженої арматури. Розглянемо переріз, симетричний відносно площини дії сил у залізобетонному елементі із стиснутою A'_s і розтягнутою A_s арматурою (рис. 6.1, а). Згідно з основними передумовами розрахунку епюри деформації та напружень у стиснутій зоні трикутні і непружні деформації бетону не враховуються $\nu = 1$; в розтягнутій зоні деформації дорівнюють $2R_{bt,ser}/E_b$, а напруження — $R_{bt,ser}$.

Крайова деформація в бетоні стиснутої зони згідно з епюрою деформацій пере-

$$\epsilon'_b = \epsilon_{bt} \frac{x}{h-x},$$

де x — висота стиснутої зони перед утворенням тріщин.

Тоді крайові стискувальні напруження в бетоні

$$\sigma'_b = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b} \cdot \frac{x}{h-x} E_b \bar{\nu} = 2R_{bt,ser} \frac{x}{h-x}. \quad (6.1)$$

Напруження в стиснутій і розтягнутій арматурі (без урахування напружень від усадки та повзучості бетону)

$$\sigma'_s = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b} \cdot \frac{x}{h-x} E_s = 2R_{bt,ser} \frac{x-a'}{h-x} \alpha; \quad (6.2)$$

$$\sigma_s = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b} \cdot \frac{h-x-a}{h-a} E_s = 2R_{bt,ser} \frac{h-x-a}{h-x} \alpha. \quad (6.3)$$

Зусилля, що їх сприймають бетон та арматура безпосередньо перед утворенням тріщин,

$$N_b = 2R_{bt,ser} \frac{x}{h-x} \cdot \frac{y_m}{x} A_b = \frac{2R_{bt,ser} S'_{b,0}}{h-x}; \quad (6.4)$$

$$N_{bt} = R_{bt,ser} A_{bt}; \quad (6.5)$$

$$N'_s = 2R_{bt,ser} \frac{x-a}{h-x} \alpha A'_s = \frac{2R_{bt,ser} \alpha S'_{s,0}}{h-x}; \quad (6.6)$$

$$N_s = 2R_{bt,ser} \frac{h-x-a}{h-x} \alpha A_s = \frac{2R_{bt,ser} \alpha S_{s,0}}{h-x}, \quad (6.7)$$

де A_b та A_{bt} — площі перерізу відповідно стиснутої і розтягнутої зон перерізу; $S'_{b,0}$, $S'_{s,0}$ та $S_{s,0}$ — статичні моменти площ перерізу відповідно стиснутої зони бетону, арматури, стиснутої і розтягнутої відносно нульової лінії.

З умови рівності нулю суми проекції всіх поздовжніх сил на вісь x маємо

$$\frac{2}{h-x} (S'_{b,0} + \alpha S'_{s,0} - \alpha S_{s,0}) - A_{bt} = 0. \quad (6.8)$$

Тоді положення нульової лінії визначається з умови

$$S'_{b,0} + \alpha S'_{s,0} - \alpha S_{s,0} = (h-x) A_{bt}/2. \quad (6.9)$$

Момент внутрішніх сил відносно нульової лінії дорівнює зовнішньому моменту під час утворення тріщини

$$M_{crc} = N'_b y'_b + N'_s (x-a') + N_s (h-x-a) + N_{bt} y_{bt}, \quad (6.10)$$

або, виражаючи зусилля через напруження в бетоні та арматурі,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \left[\frac{2}{h-x} (S'_{b,0} y'_b + \alpha A'_s (x-a')^2 + \alpha A_s (h-x-a)^2 + A_{bt} y_{bt}) \right], \quad (6.11)$$

де $y'_b = I_{b,0}/S'_{b,0}$ — відстань від рівнодійної зусиль у стиснутій зоні до нульової лінії; y_{bt} — те саме, від рівнодійної зусиль у розтягнутій зоні до нульової лінії.

Тоді за нормами [13]

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}, \quad (6.12)$$

де $W_{pl} = \frac{2(I_{b,0} + \alpha I_{s,0} + \alpha I'_{s,0})}{h-x} + S_{b,0}$ — момент опору зведеного перерізу для крайнього розтягнутого волокна (з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону).

Тут $I_{b,0}$, $I_{s,0}$ та $I'_{s,0}$ — моменти інерції площ перерізу відповідно стиснутої зони бетону і арматури A_s та A'_s відносно нульової лінії.

Для елементів без попередньо напруженої арматури значення W_{pl} можна визначити, припустивши, що $x = 0,5h$, $a/h = a'/h = 0,08$:

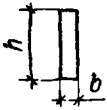
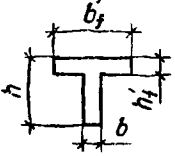
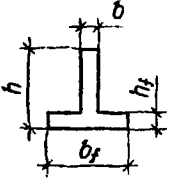
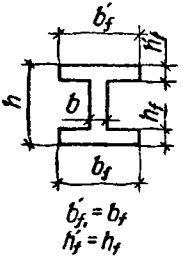
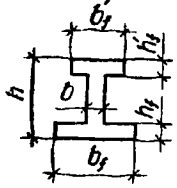
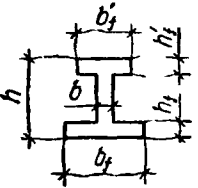
$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 (\gamma_1 + 2\mu_1 \alpha) + 0,075 (\gamma'_1 + 2\mu'_1 \alpha)] bh^2, \quad (6.13)$$

де

$$\gamma_1 = \frac{(b_f - b) h_f}{bh}; \quad \gamma'_1 = \frac{2(b'_f - b) h_f^2}{bh}$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{bh}; \quad \mu'_1 = \frac{A'_s}{bh}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}.$$

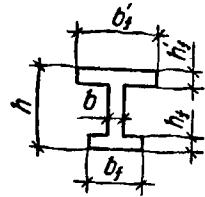
Таблиця 6.1. Коефіцієнт γ

Переріз	γ	Форма поперечного перерізу
Прямокутний	1,75	
Тавровий з полицею у стиснутій зоні	1,75	
Тавровий з полицею (розширенням) у розтягнутій зоні: при $b_f/b \leq 2$ незалежно від відношення h_f/h при $b_f/b \geq 2$ та $h_f/h < 0,2$ при $b_f/b > 2$ та $h_f/h < 0,2$	1,75 1,75 1,5	
Двотавровий симетричний (коробчастий): при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ при $b'_f/b = b_f/b > 6$ та $h'_f/h = h_f/h \geq 0,2$ при $6 < b'_f/b = b_f/b \leq 15$ та $h'_f/h = h_f/h < 0,2$ при $b'_f/b = b_f/b > 15$ та $h'_f/h = h_f/h < 0,1$	1,75 1,5 1,5 1,25 1,1	
Двотавровий несиметричний, який задовольняє умову $b'_f/b \leq 3$: при $b_f/b \leq 2$ незалежно від відношення h_f/h при $2 < b_f/b \leq 6$ незалежно від відношення h_f/h при $b_f/b > 6$ та $b_f/h < 0,1$	1,75 1,5	
Двотавровий несиметричний, який задовольняє умову $3 < b'_f/b < 8$: при $b_f/b > 4$ незалежно від відношення h_f/h при $b_f/b > 4$ та $h_f/h \geq 0,2$ при $b_f/b > 4$ та $h_f/h < 0,2$	1,5 1,5 1,25	

Переріз	γ	Форма поперечного перерізу
---------	----------	----------------------------

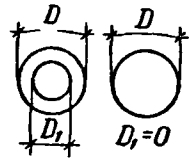
Двотавровий несиметричний, який задовольняє умову $b'_f/b \geq 8$:
 при $h_f/h > 0,3$
 при $h_f/h \leq 0,3$

1,5
1,25



Кільцевий та круглий

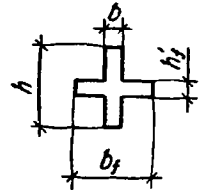
2
 $0,4 \frac{D_1}{D}$



Хрестовий

при $b'_f/b \geq 2$ та $0,9 \geq h'_f/h > 0,2$
 в інших випадках

2
1,75



Якщо $\mu\alpha \ll 0,25$ і $\gamma'_1 \ll 0,3$, то похибка обчислення за формулою (6.13) відносно (6.12) незначна.

Величину W_{pl} допускається обчислювати за формулою $W_{pl} = \gamma W_{red}$, де γ — коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони і залежить від форми поперечного перерізу (табл. 6.1); W_{red} — момент опору зведеного перерізу, що визначається як пружне тіло.

6.2.2. Визначення моменту M_{crc} в елементах без попередньо напруженої арматури з урахуванням усадки бетону. Арматура як внутрішній зв'язок перешкоджає вільній усадці бетону, його вкорочення може досягати $(20 \dots 30) \cdot 10^{-5}$, тобто перевищувати його деформації під час розриву. Розтягувальні напруження, що виникають при цьому, спричиняють виникнення тріщин у бетоні.

При відсутності зовнішнього навантаження і симетричного армування перерізу умову утворення тріщин можна записати у вигляді

$$R_{bt,ser}A + (2\alpha R_{bt,ser} - \sigma_{shr}) A_s = 0, \quad (6.14)$$

де σ_{shr} — напруження в арматурі від усадки бетону.

Тоді коефіцієнт армування, при якому можуть утворюватись тріщини від усадки,

$$\mu_{shr} = A_s/A = R_{bt,ser}/(\sigma_{shr} - 2\alpha R_{bt,ser}). \quad (6.15)$$

Якщо робоча арматура розташована лише з одного боку перерізу, усадка в розтягнутій зоні зумовлює позacentрове прикладання зусилля $P_{shr} = -\sigma_{shr} A_s$. Ексцентриситет його прикладання e_{op} можна визначити за формулами (8) та (9) з [13], прийнявши $P = P_{shr}$ та $\sigma'_{sp} = \sigma_{sp} = \sigma_{shr}$:

$$e_{op} = \frac{\sigma'_{shr} A_s y'_s - \sigma_{shr} A_s y_s}{P_{shr}}.$$

Тоді з розрахунків за ядровими моментами [13]

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{ql} - \sigma_{shr} (A_s + A'_s) (e_{op} + r). \quad (6.16)$$

Зі збільшенням площі перерізу арматури A_s та A'_s підвищуються значення W_{pl} та $\sigma_{shr} (A_s + A'_s)$, але за умовою (6.16) їхній вплив на момент M_{crc} взаємно нейтралізується. Якщо $\mu \leq 1\%$, впливу напружень в арматурі, спричинених усадкою бетону, можна не враховувати, приймаючи $W_{pi} = W_{pl,b}$ (тобто вважати $A_s = A'_s = 0$; $P_{shr} = 0$) як для бетонного перерізу.

Тоді

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl,b}. \quad (6.17)$$

6.2.3. Визначення моменту M_{crc} в елементах з попередньо напруженою арматурою за ядровими моментами. Непружні деформації бетону стиснутої зони (трикутна епюра напружень) допускається не враховувати тільки для конструкцій без попередньо напруженої арматури. При наявності її і в разі розташування сили P на межі пружного ядра перерізу або поблизу цієї межі сила P спричиняє виникнення тріщин на розтягнутій грані елемента. Тріщиностійкість елемента знижується також внаслідок його тривалого обтискування напруженою арматурою і дії довгочасного навантаження, в результаті чого знижуються міцність бетону на розтягання і його початковий модуль пружності.

Точне врахування цих та інших обставин (зміна зусилля обтискування, вплив тривалості дії навантаження, погашення зусилля обтискування бетону) досить складне і значно підвищує трудомісткість розрахунку, а тому в нормах [13] прийнято наближену методику, яка ґрунтується на використанні відомої формули складного опору ма-

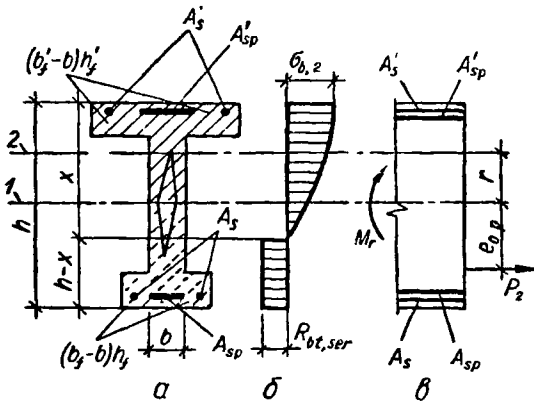


Рис. 6.2. До розрахунку утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання, за способом ядрових моментів:

a — поперечний переріз; *b* — епюра напружень у бетоні; *в* — схема зусиль; 1 — лінія центра ваги перерізу; 2 — лінія верхньої ядрової точки

теріалу, коли на переріз пружного елемента діє момент від зовнішнього навантаження M та момент від зусилля попереднього обтискування Pe_{op} . При цьому до відомих залежностей опору матеріалів вносять поправки у вигляді коефіцієнтів, що враховують непружну роботу розтягнутої і стиснутої зон бетону.

Значення M_{erc} обчислюють на основі принципу незалежної дії внутрішніх зусиль за способом ядрових моментів (рис. 6.2):

$$M_r \leq M_{erc} = S_{bt,ser} W_{pl} + M, \quad (6.18)$$

де M — момент зусилля обтискування P відносно точки, яка найбільше віддалена від грані ядра:

$$M = P(e_{op} + r). \quad (6.19)$$

Тут r — відстань ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони, тріщиноутворення якої перевіряють до центра ваги зведеного перерізу:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (6.20)$$

причому

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0},$$

де y_0 — відстань від центра ваги зведеного перерізу до розтягнутої грані.

Значення r в (6.20) може зменшуватись в разі виникнення непружних деформацій стиснутого бетону, розвиток яких тим більший, чим більше відношення стискувальних напружень σ_b до опору бетону $R_{b,ser}$. Зниження значення r враховують коефіцієнтом φ , який визначають з виразу

$$\varphi = 16 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}},$$

але приймають не менш як 0,7 і не більш як 1.

Тут σ_b — напруження в стиснутому бетоні, обчислені, як для пружного тіла за зведеним перерізом.

Для елементів без попередньо напруженої арматури

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}. \quad (6.21)$$

Наближеність розрахунку за умовою (6.18) полягає в тому, що, обчислюючи значення W_{pl} , вплив поздовжньої сили P на висоту стиснутої зони перерізу x не враховують. Як показали дослідження, із збільшенням сили P висота стиснутої зони збільшується, а розтягнутої зменшується, тобто знижується момент від зусилля P відносно рівнодійної сил у стиснутій зоні перерізу. Похибка розрахунку за способом ядрових моментів проти точного розрахунку, який враховує зміну

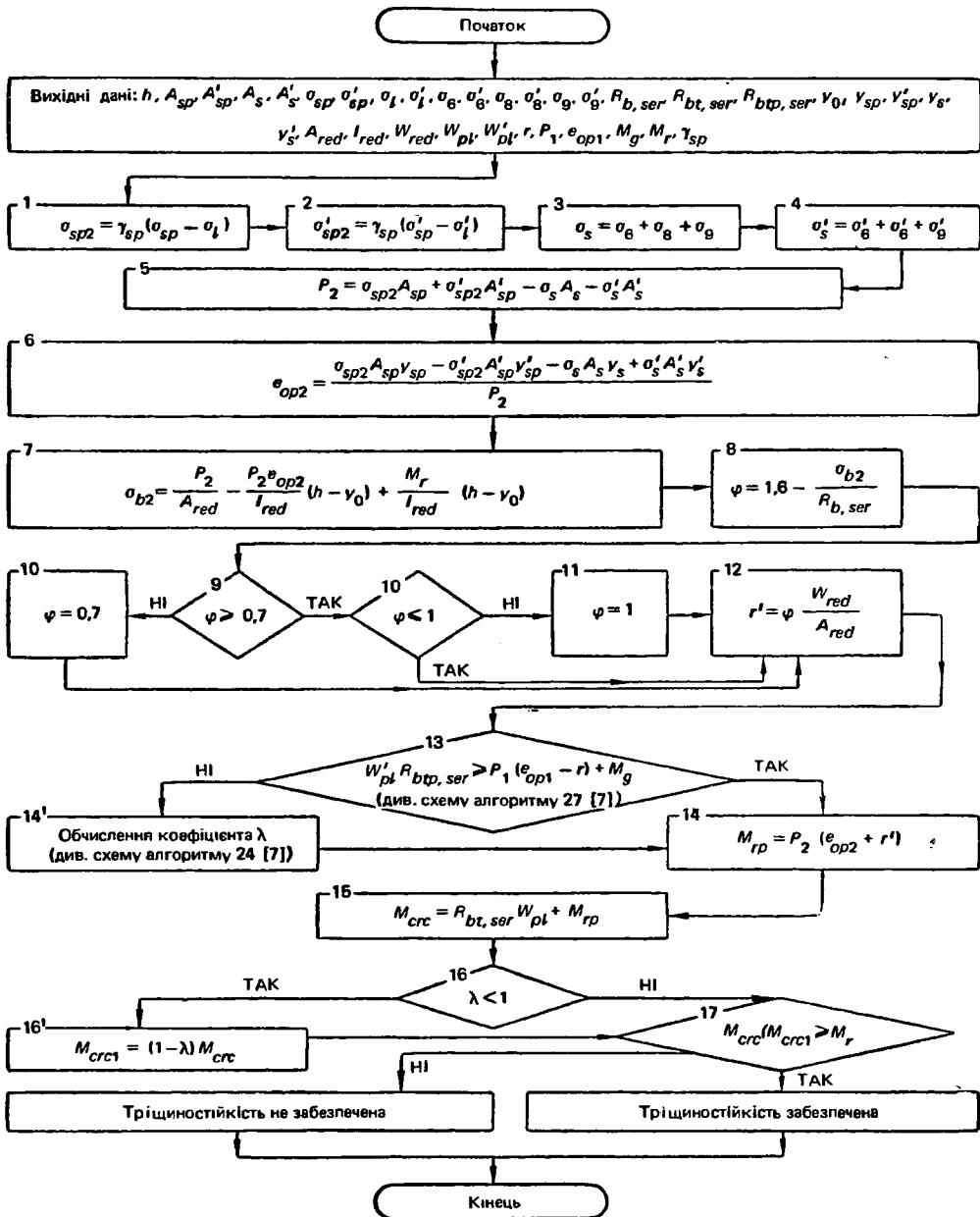


Схема алгоритму 6.1. Визначення моменту утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання

величини $h - x$ при наявності сили P , становить 5—7 %, що цілком допустиме. У розрахунок вводять геометричні характеристики зведеного перерізу, які визначають згідно з параграфом 2.9 за схемою алгоритму 22 [7]. Порядок розрахунку M_{crc} наведено на схемі алгоритму 6.1.

У конструкціях, армованих попередньо напруженими елементами (брусками), площу перерізу розтягнутої зони бетону, попередньо не обтиснутої, в розрахунок M_{crc} до уваги не беруть.

В разі спільної дії зусилля попереднього обтискування P і розтягувальних зусиль, що виникають під дією власної ваги під час піднімання, транспортування та складування, в перерізах конструкцій виникають розтягувальні напруження. В результаті від позацентрового прикладання зусилля P та згинального моменту, епюра якого залежить від схеми розміщення підйомних петель, поблизу опор петель можуть з'явитися тріщини, які називають початковими. Вони можуть значною мірою впливати на тріщиностійкість та деформативність елементів у стадії експлуатації їх.

Розрахунок на утворення тріщин у зазначених стадіях виконують також за формулами ядрових моментів. При цьому враховують міцність бетону, що відповідає цій стадії. Наприклад, для стадії виготовлення в розрахунок беруть до уваги величину $R_{bt,ser}^{(p)}$, що відповідає значенню $R_{bt,ser}$ при умові, що клас бетону чисельно дорівнює передаточній міцності R_{bp} і зусилля обтискування P_1 , обчислене з урахуванням перших втрат

$$P_1 (e_{op} - r_{inf}) \pm M_r \leq R_{bt,ser}^{(p)} W_{pl}^{sup}, \quad (6.22)$$

де M_r — момент зовнішніх сил (найчастіше від власної ваги), що діють на конструкцію в зазначених стадіях; знак плюс приймають, коли збігаються напрями цього момента і момента від зусилля P_1 , а мінус — коли їхні напрями протилежні; W_{pl}^{sup} — значення W_{pl} обчислене для сторони перерізу, яка розтягнута від зусилля P_1 ; r_{inf} — відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від сторони, розтягнутої зусиллям P_1 , тріщиностійкість якої перевіряють.

Порядок розрахунку наведено на схемі алгоритму 24 [7].

Якщо в стадії експлуатації в конструкції є початкові тріщини, вони істотно впливають на зниження опору перерізу зовнішнім зусиллям, а саме: зменшується суцільність частини перерізу, знижується зусилля попереднього напружування P в силу розвитку деформацій повзучості бетону, збільшуються втрати попереднього напружування; зменшується момент опору перерізу і зростають деформації та напруження в бетоні та арматурі; знижується опір бетону розтягнутої від зовнішніх навантажень зони у зв'язку з утворенням мікротріщин внаслідок попереднього обтискування зусиллям P . На зменшенні моменту M_{crc} у стадії експлуатації елемента при наявності в ньому початкових

тріщин позначається збільшення стиснутої зони (наприклад, тавровий переріз). Навпаки, чим більше в конструкції арматури A'_{sp} та A'_s , тим менші розвиток та вплив початкових тріщин. Зменшення моменту тріщиноутворення ΔM_{crc} на ділянках елемента з початковими тріщинами визначають з умови

$$\Delta M_{crc} = \lambda M_{crc}, \quad (6.23)$$

де $\lambda = [1,5 - (0,9/\delta)] (1 - \varphi_m) \geq 0$.

Тут $\delta = \frac{y}{h-y} \cdot \frac{A_{sp} + A_s}{A_{sp} + A_s + A'_{sp} + A'_s}$ — коефіцієнт, що характеризує вплив форми перерізу та його армування на розвиток початкових тріщин; його приймають не більш як 1,4 (y — відстань від центра ваги зведеного перерізу до крайнього волокна перерізу розтягнутого зовнішнім навантаженням). Для конструкцій, армованих дротяною і стержневою арматурою, значення коефіцієнта δ , обчислене за схемою

алгоритму 27 [7], знижується на 15 %; $\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{P_1 (e_{op} - r_{inj}) M_g}$ —

коефіцієнт, що характеризує зусилля, які спричинили утворення і розвиток початкових тріщин; його приймають рівним не менш як 0,45.

Коефіцієнт λ обчислюють за схемою алгоритму 27 [7].

Приклади розрахунку елементів, що працюють на згинання, на утворення нормальних тріщин наведено в навчальній [1, 7, 10 та ін.], нормативній [20] та довідковій [35, 36] літературі.

Приклад 6.1. Виконати розрахунок на утворення тріщин перерізів, нормальних до поздовжньої осі, для залізобетонної попередньо напруженої плити покриття з номінальними розмірами 3×12 м; висота перерізу поздовжніх ребер плити — 450 мм, товщина полиці — 25 мм. За умовами експлуатації до тріщиностійкості конструкції ставляться вимоги 2-ї категорії.

Вихідні дані. Геометричні характеристики перерізу: $A_{red} = 1758 \times 10^2$ мм²; $y = 307$ мм; $y' = 237$ мм; $y'_{sp} = 237$ мм; $y'_{sp} = 113$ мм; $y_s = 270$ мм; $y'_s = 130$ мм (позначення див. рис. 2.12); $I_{red} = 3707 \cdot 10^6$ мм⁴; $W_{red} = 1208 \cdot 10^4$ мм³; $W_{pl} = 2114 \cdot 10^4$ мм³; $W'_{pl} = 3880 \cdot 10^4$ мм³; $r = 147$ мм; арматура: $A_{sp} = 714$ мм² (14Ø9К7); $A'_{sp} = 102$ мм² (2Ø9К7); $A_s = A'_s = 39$ мм² (по 2 Ø5Вр1); бетон В30; $R_{b,ser} = 22$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа; при $R_{bp} = 25$ МПа відповідно $R_{bp,ser} = 18,5$ МПа; $R_{btp,ser} = 1,6$ МПа (табл. 2.1).

Величина і втрати попереднього напруження: $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 1230$ МПа; $\sigma_l = 322$ МПа; $\sigma'_l = 258$ МПа; $\sigma_6 = 18$ МПа; $\sigma'_6 = 5$ МПа; $\sigma_s = \sigma'_s = 35$ МПа; $\sigma_9 = 71$ МПа; $\sigma'_9 = 20$ МПа; $\gamma_{sp} = 0,9$; $P_1 = 815$ кН; $l_{op1} = 187$ мм.

Найбільші згинальні моменти в перерізах плити: у стадії експлуатації $M_f = 262$ кН · м (при $\gamma_f > 1$); під час монтажу від власної ваги плити $M_g = -2,8$ кН · м (при $\gamma_f = 1,1$ та $k_d = 1,4$).

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 6.1:

1. $\sigma_{sp2} = 0,9 (1280 - 322) = 863$ МПа.
2. $\sigma'_{sp2} = 0,9 (1280 - 258) = 920$ МПа.

$$3. \sigma_{sb} = 18 + 35 + 71 = 124 \text{ МПа.}$$

$$4. \sigma'_{sb} = 5 + 35 + 20 = 60 \text{ МПа.}$$

$$5. P_2 = 863 \cdot 714 + 920 \cdot 102 - 124 \cdot 39 - 60 \cdot 39 = 702\,846 \text{ Н} \approx 702,8 \text{ кН.}$$

$$6. e_{op2} = \frac{863 \cdot 714 \cdot 237 - 920 \cdot 102 \cdot 113 - 124 \cdot 39 \cdot 270 - 60 \cdot 39 \cdot 130}{702\,800} = 191,3 \text{ мм.}$$

$$7. \sigma_{b2} = \frac{702\,800}{1758 \cdot 10^3} - \frac{702\,800 \cdot 191,3}{3707 \cdot 10^6} (450 - 307) + \frac{262 \cdot 10^6}{3707 \cdot 10^6} (450 - 307) = 4 - 5,19 + 8,04 = 6,85 \text{ МПа (стискання).}$$

$$8...11. \varphi = 1,6 - \frac{6,85}{22} = 1,29 > 1; \text{ приймаємо } \varphi = 1.$$

$$12. r' = 1 \frac{1208 \cdot 10^4}{1758 \cdot 10^3} = 68,7 \text{ мм.}$$

Перевіряємо можливість появи початкових тріщин під час монтажу плити:

$$13. 1,6 \cdot 3880 \cdot 10^4 = 62,08 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 62,08 \text{ кН} \cdot \text{м} > 815 \cdot 10^3 (187 - 147) + 2,8 \cdot 10^6 = 35,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 35,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Початкові тріщини не утворюються.

$$14. M_{rp} = 702,8 \cdot 10^3 (191,3 + 68,7) = 1,83 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 183 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$15. M_{crc} = 1,8 \cdot 2114 \cdot 10^4 + 183 \cdot 10^6 = (38,05 + 183) \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 221,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$16. M_{crc} = 221,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < 262 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Тріщиностійкість перерізу не забезпечується.

Отже, під час експлуатації у поздовжніх ребрах панелі утворюються тріщини, нормальні до поздовжньої осі. Необхідно перевірити розрахунком ширину нетривалого розкриття тріщин на закриття їх в разі дії постійних і довгочасних навантажень.

6.3. Розрахунок на утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента

Тріщини, що виникають у зоні дії поперечних сил, можна поділити на дві групи. До першої належать тріщини, що утворюються спочатку біля найбільш розтягнутої грані елемента і зі збільшенням навантаження набувають нахилу, а до другої — тріщини, що утворюються в середній зоні висоти перерізу, де діють значні дотичні напруження.

Розрахунок на утворення тріщин першої групи виконують так само, як і нормальних до поздовжньої осі (п. 6.2.1), оскільки відхилення від нормалі відбувається при навантаженнях, що перевищують навантаження тріщиноутворення, а тріщин другої групи — у припущенні, що нормальних тріщин в розглядуваній зоні елемента нема.

Напруження в бетоні визначають як для суцільного пружного тіла, виходячи з того, що в середній зоні елемента, який працює на згинання, одночасно діють дотичні напруження τ_{xy} , нормальні напруження в бетоні ϵ_x , перпендикулярні до поздовжньої осі елемента, і можливі нормальні напруження σ_y , які діють перпендикулярно до напрямку σ_x (рис. 6.3, а), тобто проявляється плоский напружений стан,

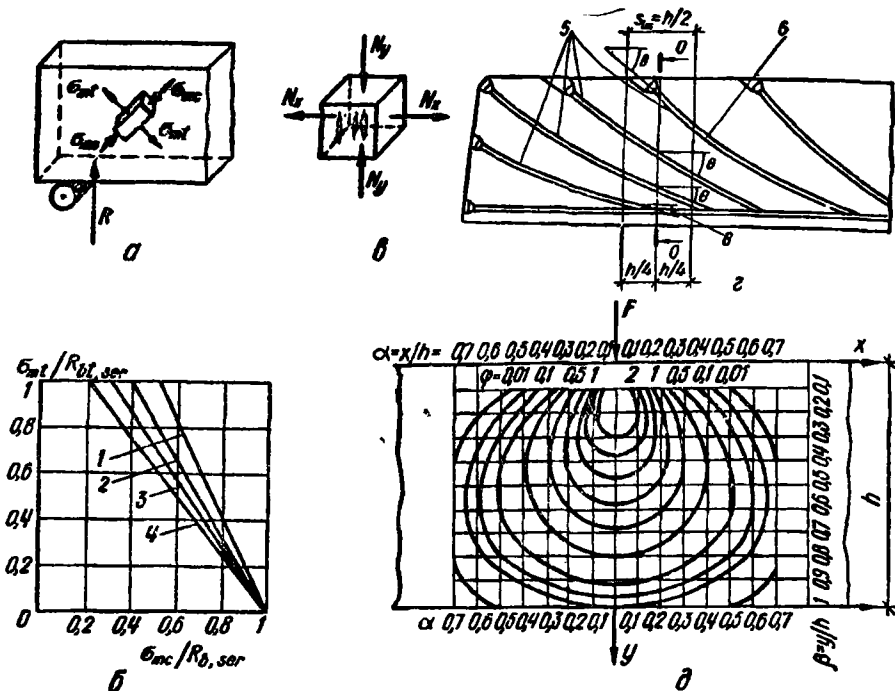


Рис. 6.3. До розрахунку елементів на утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента: *a* — напруження в головних площадках залізобетонного елемента; *б* — розрахунковий критерій міцності бетону при плоскому напруженому стані для важкого бетону; *в* — кубик у напруженому стані; *г* — до розрахунку відігнутої напружуваної арматури для визначення попередніх напружень у бетоні, нормальних до поздовжньої осі елемента σ_y і сколювальних τ_{xy} ; *д* — розподіл напружень $\sigma_{y,loc}$ від дії зосередженої сили F . $\sigma_{y,loc} = \Phi(F/bh)$; 1 — 4 — критерії міцності важкого бетону класів відповідно B30, B40, B50 та B60; 5 — арматури, яку враховують у визначенні напружень τ_{xy} в перерізі 0—0; 6 — те саме, в разі визначення σ_y на ділянці s_{inc}

при якому головні розтягувальні σ_{mt} та головні стискувальні σ_{mc} напруження в бетоні визначають з формули

$$\sigma_{mt} (\sigma_{mc}) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (6.24)$$

де σ_x — нормальні напруження в бетоні на площадці, перпендикулярній до поздовжньої осі елемента, від зовнішнього навантаження і зусиль попереднього обтискування P ; σ_y — нормальне напруження в бетоні на площадці, паралельній поздовжній осі елемента від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил та розподіленого навантаження, а також від зусилля обтискування внаслідок попереднього напружування хомутів та відігнутих стержнів; τ_{xy} — дотичні напруження в бетоні від зовнішнього навантаження та зусилля обтискування

ня внаслідок попереднього напружування відігнутих стержнів:

$$\sigma_x = -\frac{P}{A_{red}} \pm \frac{M_r}{I_{red}} y \pm \frac{Pe_{op}}{I_{red}} \quad (6.25)$$

(знак «+» в разі розтягання, а «-» — в разі стискання).

Розрахунок ведуть, виходячи з умови, що головні розтягувальні напруження, які діють у бетоні на похилих площадках, мають не перевищувати граничних значень, обчислюваних з урахуванням роботи бетону в умовах плоского напруженого стану. У цьому випадку міцність бетону виражається залежно від співвідношення головних розтягувальних σ_{mt} та головних стискувальних σ_{mc} напружень до відповідної міцності бетону на розтягання $R_{bt,ser}$ та стискання $R_{b,ser}$. З рис. 6.3, б видно, що числове значення відношення $\sigma_{mt} : R_{bt,ser}$ зі збільшенням класу бетону зменшується. Це пов'язано з тим, що в умовах двовісного напруженого стану (рис. 6.3, а) із збільшенням головних стискувальних напружень σ_{mc} міцність бетону на розтягання зменшується. Зі збільшенням міцності бетону знижуються його пластичні властивості і граничні значення σ_{mt} істотно зменшуються, що призводить до зменшення граничних зусиль під час утворення тріщин. Це можна пояснити тим, що під час стискання бетонного кубика по осі y або розтягання по осі x руйнування настає в результаті деформацій відриву [55].

Якщо $\sigma_y = R_b$, елемент руйнується при $\sigma_x = 0$ від осевого стискання; якщо $\sigma_x = R_{bt}$, то елемент руйнується при $\sigma_y = 0$ від осевого розтягання. Коли ж напруження σ_x та σ_y діють одночасно, зруйнування настає при $\sigma_{mt} < R_{bt}$ та $\sigma_{mc} < R_b$. Критерій міцності і дає можливість встановити граничні розтягувальні напруження σ_{mt} залежно від напружень σ_{mt} (рис. 6.3, в).

Для елементів, що працюють на згинання, розрахунок на утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі, роблять з умови

$$\sigma_{mc} \leq \gamma_{b4} S_{bt,ser}, \quad (6.26)$$

де γ_{b4} — коефіцієнт умов роботи бетону у плоскому напруженому стані, що визначається за формулою

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0,2 + \alpha_b B}.$$

Тут $\alpha_b = 0,01$ для важкого бетону і $\alpha_b = 0,02$ для дрібнозернистого та легкого; B — клас бетону за міцністю на стискання, МПа; значення $\alpha_b B$ слід приймати не менш як 0,3.

Коефіцієнт умов роботи γ_{b4} приймають не більш як 1 для важкого бетону при $\sigma_{mc} < 0,5R_{b,ser}$ та $B \leq 30$ МПа.

Тріщиностійкість похилих перерізів згідно з умовою (6.26) найчастіше перевіряють у зонах прилягання стиснутої полиці до стінки

таврового чи двотаврового перерізу, а також у центрі ваги зведеного перерізу.

Нормальні стискувальні напруження на площадці, паралельній поздовжній осі елемента, від зусилля попереднього напруження хомутів та відгинів $\sigma_{y,p}$ (рис. 6.3, з) і від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил та розподіленого навантаження $\sigma_{y,loc}$ становлять

$$\sigma_y = \sigma_{y,p} + \sigma_{y,loc}, \quad (6.27)$$

де

$$\sigma_{y,p} = - \frac{\sigma_{sp,\omega} A_{sp,\omega}}{s_\omega b} - \frac{\sigma_{sp,tns} A_{sp,inc}}{S_{inc} b} \sin \theta. \quad (6.28)$$

Тут $\sigma_{sp,\omega}$ та $\sigma_{sp,inc}$ — попередні напруження відповідно хомутів та відгинів з урахуванням усіх втрат; $A_{sp,\omega}$ — площа перерізу напружуваних хомутів, розташованих в одній площині, нормальній до осі елемента в межах даної ділянки; $A_{sp,inc}$ — площа перерізу напружуваних відгинів, які закінчуються на ділянці завдовжки $s_{inc} = h/2$, розташованій симетрично відносно перерізу $O-O$ (рис. 6.3, з); s_ω та s_{inc} — відповідно крок хомутів та відстань між площинами відгинів b — ширина елемента в розрахунковому перерізі; θ — кут між віссю елемента і дотичною до осі відгину в перерізі $O-O$.

При наявності попередньо напружених відгинів напруження σ_{yp} збільшуються. При цьому розглядається ділянка площею $bh/2$, віддалена від даного перерізу в обидва боки на відстань $h/4$. Відгини площею $A_{sp,inc}$ передають на неї зусилля $\sigma_{sp,inc} A_{sp,inc} \sin \theta$; $S_{inc} = h/2$ (рис. 6.3, з).

В разі відсутності попередньо напружених хомутів та відігнутих стержнів (перших практично не застосовують, а другі використовують дуже рідко) нормальні напруження $\sigma_y = \sigma_{y,loc}$, де

$$\sigma_{y,loc} = \frac{F}{bh} \cdot \frac{\beta^2}{1,57} \left[\frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} - \frac{3 - 2\beta}{(1 + \alpha^2)^2} \right]. \quad (6.29)$$

Тут F — зосереджена сила чи опорна реакція; $\beta = y/h$ та $\alpha = x/h$ — відносні координати точки, в якій визначають місцеві напруження, що враховують на ділянці завдовжки $x = 0,7h$ в обидва боки від місця прикладання зосередженої сили (рис. 6.3, д).

При $\alpha > 0,7$ напруження $\sigma_{y,loc}$ приймають рівними нулю.

Дотичні напруження в бетоні визначають за формулою

$$\tau_{xy} = \frac{(Q - \Sigma P_2 \sin \theta S_{red})}{I_{red} b}, \quad (6.30)$$

де Q — поперечна сила від зовнішнього навантаження в розглядуваному перерізі; P_2 — зусилля в пучку або стержні, що закінчується на опорі або ділянці між опорою та перерізом, розташованим на відстані $h/4$ від перерізу $O-O$ (рис. 6.3, з); $P_2 = \sigma_{sp,inc} A_{sp,inc}$ ($A_{sp,inc}$ —

площа перерізу одного стержня або пучка напруженої відігнутої арматури); S_{red} — зведений статичний момент частини перерізу, розташованої вище від розглядуваного волокна, відносно осі, що проходить через центр ваги зведеного перерізу; I_{red} — зведений момент інерції перерізу; b — ширина перерізу на рівні розглядуваного волокна.

В разі відсутності напруженої арматури, що закінчується на опорі чи на ділянці між опорою та перерізом, розташованим на відстані $h/4$ від розглядуваного перерізу $O-O$ (рис. 6.3, з), поперечна сила Q не зменшується на величину $\Sigma P_2 \sin \theta$.

Якщо елемент зазнає одночасної дії згинання та кручення, значення τ_{xy} обчислюють як суму дотичних напружень від згинання за формулою (6.30) і τ_t за формулами пластичного кручення, тобто на момент утворення тріщин напруження від кручення τ_t мають однакові значення по всьому перерізу елемента. Для елементів прямокутного профілю $\tau_t = 6T/lb^2 (3h - b)$, де T — крутний момент; h та b — більший та менший розміри перерізу елемента.

Умову (6.26) перевіряють по довжині елемента — під зосередженими силами і в разі зміни перерізу; по висоті — в центрі ваги зведеного перерізу, в місцях різної зміни ширини перерізу або прилягання стиснутих полиць до ребра. В разі армування конструкцій попередньо напруженою арматурою без анкерів і перевірки тріщиностійкості кінцевих ділянок враховують зниження попереднього напруження σ_{sp} та σ_{sp} на довжині зони передавання напружень множенням на коефіцієнт умов роботи γ_{s5} .

При перевірці тріщиностійкості похилих перерізів конструкцій на дію багаторазово повторюваних навантажень

$$\sigma_{mc} \leq \gamma_{bt} R_{b,ser}; \quad \sigma_{mt} \leq \gamma_{bt} \gamma_{bt} R_{bt,ser} \quad (6.31)$$

В разі відсутності попередньо напруженої арматури нормальні тріщини на ділянках з великими поперечними силами утворюються раніше від похилих у середній частині висоти перерізу.

Методику обчислення Q_{crc} з урахуванням справжнього напружено-деформованого стану елемента не розроблено, проте, ідучи за експериментальними даними, розрахунок на утворення похилих тріщин можна вести з умови, що

$$Q \leq Q_{crc} \quad (6.32)$$

Узагальнення експериментальних даних показує, що в елементах з важкого бетону прямокутного перерізу без поперечної арматури і при великих значеннях відношення a/h_0 (a — відстань від зосередженого навантаження до опори) похилі тріщини утворюються при $Q_{crc} = 0,6 R_{bt} b h_0$. В разі зменшення значення a/h_0 величина Q_{crc} поблизу опори значно збільшується за рахунок впливу стискувальних напружень $\sigma_{y,loc}$ від місцевої дії опорної реакції та зовнішньої зосередженої сили. У цьому випадку $Q_{crc} = 1,2 R_{bt,ser} b h_0^2 / c$ і не більш як

$2,5R_{bt,ser}bh_0$; c — довжина проєкції на поздовжню вісь елемента най-небезпечнішого похилого перерізу.

Приклади розрахунку на утворення похилих тріщин наведено в навчальній [1, 7, 10 та ін.], нормативній та довідковій [35, 36] літературі.

6.4. Розрахунок на розкриття тріщин

6.4.1. Основні положення. Тріщини в залізобетонних конструкціях утворюються у зв'язку з малою розтяжністю бетону. Перші тріщини (внаслідок неоднорідності бетону) виникають у найслабшому місці. Від дії постійного і довгочасного циклічного чи динамічного навантаження вони розкриваються дедалі більше, причому ширина розкриття залежить від процента армування, оскільки завдяки силам зчеплення арматура зменшує концентрацію напружень на ділянках порушеної суцільності.

Наявність тріщин не свідчить про втрату експлуатаційної придатності або довговічності конструкції, якщо ширина розкриття їх не перевищує встановлених значень відповідно до вимог довговічності конструкцій, виходячи з недопущення розтріскування і відколювання захисного шару бетону, утворення продуктів корозії, обмеження проникності бетону. Перелічені фактори сприяють зниженню зчеплення арматури з бетоном і призводять до збільшення допустимих прогинів конструкцій, що позначається на естетичних умовах.

Утворення і розкриття тріщин відбувається поетапно: спочатку ширина їх менша від 0,005 мм і тріщини візуально не помітні, а коли ширина перевищує 0,005 мм, їх стає видно неозброєним оком.

Коли вміст арматури становить 1,5...2 %, моменти утворення і появи тріщини на поверхні елемента майже збігаються. Тому враховують два етапи: появу і розкриття тріщин.

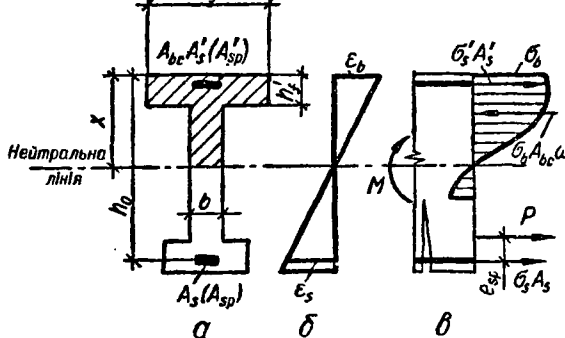


Рис. 6.4. Напружено-деформований стан у перерізі елемента, що працює на згинання, після утворення тріщин: а — поперечний переріз; б — епора деформацій; в — епора напружень

Відповідно до норм [13], у конструкціях, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 2-ї категорії, допускається нетривале розкриття тріщин ($a_{cr,1} = 0,1...0,2$ мм) за умови подальшого надійного закриття їх (затиснення зусиллям попереднього напружування арматури). В елементах, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії, не-

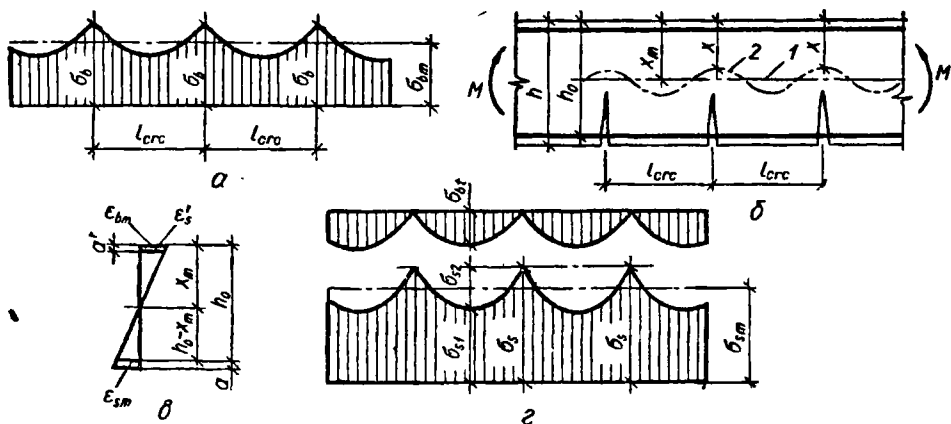


Рис. 6.5. Розподіл середніх деформацій по висоті перерізу елемента, що працює на згинання, і зміна напружень між тріщинами:

a — епюра напружень у бетоні; *б* — епюра напружень в арматурі; *в* — епюра деформацій; *г* — епюра напружень в арматурі; 1 — теоретичне положення нейтральної осі; 2 — дійсне положення нейтральної осі

тривале розкриття тріщин допускається завширшки $a_{crc,1} \leq 0,2 \dots 0,4$ мм, а тривале — $a_{crc,2} \leq 0,1 \dots 0,3$ мм.

6.4.2. Робота розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами. Після утворення тріщин епюра напружено-деформованого стану в перерізі елемента, що працює на згинання, двозначна і відповідає стадії II (рис. 6.4).

Дослідження показали, що по довжині елемента на ділянці з епюрою моментів одного знака до кінця стадії II тріщини розташовуються приблизно рівномірно по всій ділянці. У перерізі з тріщиною висота стиснутої зони менша, а між тріщинами — більша, в результаті чого нейтральна вісь криволінійна (рис. 6.5). Чим далі від тріщини, тим напруження в розтягнутій арматурі зменшуються, а в бетоні збільшуються. Роботу розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами враховують коефіцієнтом ψ_s , який залежить від відношення згинальних моментів: того, що його сприймає бетонний переріз перед утворенням тріщин ($M_{b,crc} = R_{bt,ser} W_{b,crc}$), і від дії зовнішнього навантаження (вважаючи, що в перерізі з тріщиною і між тріщинами при $\gamma_s = 1$ момент M той самий):

$$\psi_s = 1 - \omega \chi \frac{M_{b,crc}}{M} \quad (6.33)$$

За даними дослідів, значення добутку $\omega \chi$ залежить від тривалості дії навантаження: при нетривалому це може бути 0,8, а при тривалому — 0,4.

Зі збільшенням навантаження значення ψ_s може змінюватись від 0,15 у момент появи тріщин до величин, близьких до одиниці. При динамічних і багаторазово повторюваних навантаженнях $\psi_s \approx 1$.

Згідно з нормами [13] коефіцієнт $\psi_s \leq 1$ і його обчислюють за формулою

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{1s}\varphi_m - \frac{1 - \varphi_t^2}{(3,5 - 18v) e_{s,tot}/h_0} \quad (6.34)$$

з урахуванням, що $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2/\varphi_{1s}$.

Тут φ_{1s} — коефіцієнт, який враховує вплив тривалості навантаження, класу бетону і профілю арматури (приймається при нетривалій дії навантаження і бетону класу $B7,5$ і нижче в разі застосування дроту та гладких стержнів — 0,7, а в разі застосування стержнів періодичного профілю — 0,8; для бетону класу вище від $B7,5$ відповідно 1 та 1,1). В разі тривалої дії навантаження незалежно від виду арматури і для бетону класу $B7,5$ і нижче — 0,6, а для бетону класу вище ніж $B7,5$ — 0,8; $e_{s,tot} = \left| \frac{M_s}{N_{tot}} \right|$ — відстань від центра ваги площі перерізу розтягнутої арматури до лінії дії зусилля попереднього обтискування P (при цьому $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2/\varphi_{1s}$);

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} \leq 1, \quad (6.35)$$

де W_{pl} визначають за формулою (6.13), а M_{rp} — за формулою (6.19).

Для конструкцій без попереднього напружування арматури

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{1s}\varphi_m. \quad (6.36)$$

6.4.3. Крайові напруження в бетоні стиснутої зони. Наприкінці стадії II розподіл крайових напружень у стиснутій зоні бетону стає нерівномірним. У перерізі з тріщиною вони найбільші, а між тріщинами менші. Нерівномірність розподілу деформацій крайнього волокна бетону стиснутої зони на ділянках між тріщинами враховується коефіцієнтом ψ_b :

$$\psi_b = \varepsilon_{bm}/\varepsilon_b = \sigma_{bm}/\sigma_b \leq 1, \quad (6.37)$$

де ε_{bm} та σ_{bm} — середні деформації і напруження в бетоні на ділянці між тріщинами; ε_b та σ_b — деформації і напруження в бетоні в перерізі з тріщиною.

За даними досліджень, коефіцієнт ψ_b мало залежить від процента армування перерізу та навантаження.

Згідно з нормами [13] для важкого і дрібнозернистого та легкого бетону класів, вищих за $B7,5$ $\psi_b = 0,9$; для легкого бетону класів $B7,5$ і нижче, а також ніздрюватого $\psi_b = 0,7$; при багаторазово повторюваних навантаженнях незалежно від виду та класу бетону $\psi_b = 1$.

6.4.4. Напруження в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною. Аналізуючи напружений стан елемента без попереднього напружування, враховують такі умови: перерізи в зоні чистого вигину, розташовані між три-

щинами, після згинання залишаються плоскими; відношення висоти стиснутої зони в перерізі з тріщиною до середньої висоти стиснутої зони визначається залежно

$$\varphi = \frac{x}{x_m} = 1 - \frac{0,7}{100\mu + 1}. \quad (6.38)$$

Роботи розтягнутого бетону над тріщиною не враховують.

За цих умов середня висота стиснутої зони визначається залежно від середніх деформацій крайнього стиснутого волокна бетону ε_{bm} і розтягнутої арматури ε_{sm} (рис. 6.5, в):

$$x_m = \frac{\varepsilon_{bm}}{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}} h_0. \quad (6.39)$$

Деформації стиснутої грані перерізу обчислюють, виходячи з формул (6.37)... (6.39):

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_{bm}}{\psi_b} = \frac{x}{h_0 - x_m} \cdot \frac{\varepsilon_{sm}}{\psi_b} = \frac{x}{\varphi h_0 - x} \cdot \frac{\psi_s \varepsilon_s}{\psi_b}. \quad (6.40)$$

Напруження в перерізі з тріщиною: у крайньому стиснутому волоконі бетону

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b = \frac{x}{\varphi h_0 - x} \cdot \frac{\nu \psi_s}{\alpha \psi_b} \sigma_s; \quad (6.41)$$

у стиснутій арматурі при $\varepsilon'_s = \varepsilon_{bm}$

$$\sigma'_s = \varepsilon_b E_s \frac{x_m - a'}{x_m} = \frac{x - \varphi a'}{\varphi h_0 - x} \cdot \frac{\psi_s}{\psi_b} \sigma_s. \quad (6.42)$$

Висоту стиснутої зони над тріщиною визначають з умови рівноваги

$$\sigma_s A_s - \sigma_b A_{bc} \omega - \sigma'_s A'_s = 0, \quad (6.43)$$

де

$$A_{bc} = b x (b'_f - b) h'_f; \quad (6.44)$$

ω — коефіцієнт повноти обсягу епюри напруження бетону стиснутої зони (змінюється від 0,5 при трикутній епюрі до 1 при прямокутній).

Рівняння (6.43) перетворюють, підставивши в нього замість σ_b та σ'_s вирази (6.41) та (6.42):

$$\sigma_s A_s - \frac{x}{\varphi h_0 - x} \cdot \frac{\nu \psi_s \omega}{\alpha \psi_b} \sigma_s A_{bc} - \frac{x - \varphi a' \psi_s}{\varphi h_0 - x \psi_b} \sigma_s A'_s = 0.$$

Підставивши замість A_{bc} вираз (6.44) і помноживши на $\frac{\varphi h_0 - x}{\sigma_s b h_0}$, мають квадратне рівняння відносно x :

$$x^2 + (\kappa + \varphi_s) h_0 x - \left(1 + \frac{\mu' a'}{\mu h_0}\right) \kappa \varphi h_0^2 = 0, \quad (6.45)$$

де

$$\kappa = \frac{\mu \alpha \psi_b}{\omega \nu \psi_s}; \quad (6.46)$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h_f^1 + \frac{\alpha A'_s}{2\nu}}{b h_0}. \quad (6.47)$$

Поділивши рівняння (6.45) на h_0^2 і знехтувавши виразом $\frac{\mu' a'}{\mu h_0}$ як малим порівняно з одиницею, мають

$$\xi^2 - (\kappa - \varphi_f) \xi - \kappa \varphi = 0. \quad (6.48)$$

В результаті відносна висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\kappa - \varphi_f}{2} + \sqrt{\frac{(\kappa - \varphi_f)^2}{4} + \kappa \varphi}. \quad (6.49)$$

Якщо $x < h_f'$, розрахунок повторюють. При цьому в залежностях (6.44) та (6.47) приймають прямокутний переріз завширшки δ_f' .

Дослідження показують, що при нетривалій дії навантаження форма епюри нормальних напружень у бетоні стиснутої зони мало позначається на величині добутку ωv . Так, при прямокутній епюрі напружень, спричиненій проявом непружних деформацій, $\omega = 1$, а $v = \varepsilon_{el} \varepsilon_{pl} = 0,5$ і $\omega v = 0,5$. При трикутній епюрі напружень проявляються лише пружні деформації. Тоді $\omega = 0,5$, $v = 1$ і $\omega v = 0,5$. Для практичних розрахунків приймають прямокутну епюру напружень.

Згідно з нормами [13] висоту стиснутої зони в перерізі з тріщиною приймають сталою при нетривалій і тривалій дії навантаження і обчислюють за єдиною формулою для елементів без попереднього напруження і попередньо напружених

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{\frac{11,5e_{s,tot}}{h_0} \mp 5} \leq 1. \quad (6.50)$$

де β — коефіцієнт, що залежить від виду бетону (для важкого бетону $\beta = 1,8$, дрібнозернистого — $1,6$, ніздрюватого та поризованого — $1,4$);

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}}, \quad (6.51)$$

Тут M_s — момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури, від зовнішніх сил та зусилля попереднього обтискування P , який обчислюють за формулою

$$M_s = M + P e_{s,tot}, \quad (6.52)$$

де $e_{s,tot} = M_s / N_{tot}$ — відстань від точки прикладання зусилля попереднього обтискування P до осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури; для попередньо напружених елементів, що працюють на згинання, $N_{tot} = P$. У формулі (6.50) для другого доданка правої частини верхні знаки приймають в разі стискувального, а нижні — в разі розтягувального N_{tot} :

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0} \right). \quad (6.53)$$

Тут, обчислюючи φ_f із залежності (6.47), для попередньо напружених елементів приймають $\frac{\alpha A'_{sp} + \alpha A'_s}{2\nu}$ ($\nu = 0,45$ в разі нетривалої дії навантаження і $\nu = 0,1 \dots 0,15$ в разі тривалої); для прямокутних перерізів замість h'_f враховують $2a'$, а при відсутності A'_s $h'_f = 0$.

Плеche внутрішньої пари сил z для таврового перерізу при прямокутній епюрі напружень у стиснутій зоні обчислюють із співвідношення статичного моменту площі зведеного перерізу стиснутої зони S_{red} відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури, до площі зведеного перерізу:

$$z = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{S_b + \frac{\alpha}{\nu} A_{red} (h_0 - a')}{(\varphi_f + \xi) bh_0} = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]. \quad (6.54)$$

Для обчислення напружень у бетоні стиснутої зони в перерізі з тріщиною складають рівняння моментів зовнішніх сил, зусилля попереднього обтискування P та моменту внутрішніх зусиль відносно осі, що проходить через центр ваги площі розтягнутої арматури:

$$M_s = \sigma_b (\varphi_f + \xi) bh_0 z. \quad (6.55)$$

Тоді

$$\sigma_b = \frac{M_s}{(\varphi_f + \xi) bh_0 z} = \frac{M_s}{W_{pl}}, \quad (6.56)$$

де W_{pl} див. (6.12).

З рівняння моментів у перерізі з тріщиною обчислюють приріст напруження в розтягнутій арматурі, коли момент зовнішніх сил більший від моменту зусилля попереднього обтискування:

$$M_s - Pz = \sigma_s (A_{sp} + A_s) z. \quad (6.57)$$

Звідси

$$\sigma_s = \frac{M_s - Pz}{(A_{sp} + A_s) z}. \quad (6.58)$$

Пружнопластичний момент опору розтягнутої зони після появи тріщин

$$W_{s,pl} = (A_{sp} + A_s) z. \quad (6.59)$$

Формулу (6.58) перетворюють з урахуванням формул (6.52) та (6.59):

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{s,tot})}{W_{s,pl}}. \quad (6.60)$$

Для елементів без попереднього напружування другий член чисельника дорівнює нулю.

В разі розташування розтягнутої арматури в кілька рядів по висоті перерізу напруження σ_s , обчислені за формулою (6.60), потрібно помножити на коефіцієнт $\varphi = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1}$, де $x = \xi h$ (ξ обчислюють за формулою (6.50)); a_1 та a_2 — відстані від центра ваги площі перерізу арматури відповідно всієї розтягнутої зони і крайнього ряду до розтягнутого волокна бетону. При цьому напруження $\sigma_s \leq R_{s,ser}$.

6.4.5. Розрахунок на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента. Середню ширину розкриття тріщин $a_{crc,m}$ по осі арматури визначають як різницю видовження арматури ϵ_{sm} та розтягнутого бетону $\epsilon_{bt,m}$ на ділянці між тріщинами l_{crc} так само, як і в разі розтягнутих елементів (див. п. 3.5):

$$a_{crc,m} = \epsilon_{sm} l_{crc} - \epsilon_{bt,m} l_{crc} = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{bt,m}) l_{crc}$$

Внаслідок малої розтяжності бетону порівняно з розтяжністю арматури середнім видовженням його в розтягнутій зоні між тріщинами можна знехтувати. Тоді

$$a_{crc,m} = \epsilon_{sm} l_{crc}$$

Прийнявши $\epsilon_{sm} = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$, матимемо

$$a_{crc} = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc} \quad (6.61)$$

Ширина розкриття тріщин залежить від коефіцієнта ψ_s (п. 6.5.2), який визначається міцністю зчеплення бетону з арматурою на ділянках між тріщинами, напруженнями в ній у перерізі з тріщиною σ_s і відстанню між тріщинами.

Згідно з нормами [13] відстань між тріщинами не розраховують. Проте слід мати на увазі, що ширина розкриття тріщин залежить від відстані між ними. За даними досліджень, зі збільшенням процента армування перерізу і зменшенням діаметра стержнів, особливо в разі дисперсного армування, відстань між тріщинами зменшується. Крок тріщин залежить від виду стержнів (при гладеньких він більший). Пояснюється це в основному силами зчеплення арматури з бетоном, проте теорію цього розрахунку розроблено недостатньо.

Тим часом для визначення ширини розкриття тріщин у стадії експлуатації залізобетонних просторових конструкцій покриттів та перекриттів керуються залежністю (6.61). Відстань між тріщинами l_{crc} обчислюють за формулою (4.13) [32].

Досліди показують, що на окремих ділянках фактична відстань між тріщинами може бути більшою за розрахункову в 1,5...2 рази, а на інших, навпаки, обчислена — менша від фактичної. Надійність конструкції визначається максимальним розкриттям тріщин, навіть коли їх кількість невелика. За дослідними даними і на підставі статичного аналізу встановлено, що з урахуванням їх максимального

розкриття відношення $a_{crc,max}/a_{crc,m} = 1,66$, тому норми рекомендують обчислювати ширину розкриття тріщин у конструкціях з важкого бетону та бетону на пористих заповнювачах за емпіричною формулою

$$a_{crc} = \delta \varphi_f \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d}, \quad (6.62)$$

де $\delta = 1$; σ_s — напруження у стержнях крайнього ряду розрахункової арматури в перерізі з тріщиною, які визначають за формулою (6.60); $\bar{\mu} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)}$ — коефіцієнт армування, який приймають не більш як 0,02.

Значення коефіцієнта η , а також порядок обчислення величин φ_f та d наведено в п. 3.5.3.

В разі армування елементів стержнями періодичного профілю діаметром 10 мм і більше, коли товщина бокового захисного шару бетону 15 мм і менше, значення a_{crc} за формулою (6.62) зменшують на 20 %.

Для елементів з важкого та легкого бетону при $\bar{\mu} \leq 0,008$ значення a_{crc} , обчислене за формулою (6.62), можна зменшувати множенням на коефіцієнт φ_b , що враховує роботу бетону над тріщиною:

$$\varphi_b = \varphi_f \varphi_{II} \leq 1, \quad (6.63)$$

де φ_f — коефіцієнт, що враховує рівень навантаження, і який визначають за формулою

$$\varphi_f = \frac{M_r - M_{crc}}{M_0 - M_{crc}} \cdot \frac{M_0 - M_{rp}}{M_r - M_{rp}}; \quad (6.64)$$

φ_{II} — коефіцієнт, що враховує довгочасність дії навантаження: при короткочасній і нетривалій дії постійних та довгочасних навантажень $\varphi_{II} = 1$, а в разі тривалої дії постійних і довгочасних навантажень

$$\varphi_{II} = 1,8 \frac{M_{crc}}{M_r} \geq 1; \quad (6.65)$$

M_0 — момент, при якому розтягнутий бетон над тріщиною не працює:

$$M_0 = M_{crc} + \psi b h_0^2 R_{bt,ser}. \quad (6.66)$$

Тут

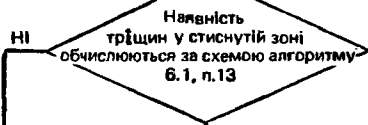
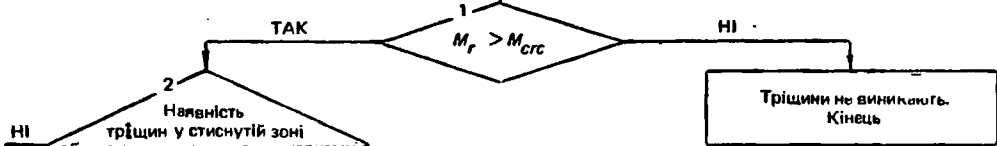
$$\psi = \frac{15\bar{\mu}\alpha}{\eta} \leq 0,6.$$

Якщо $M_r > M_0$, коефіцієнт φ_b не обчислюють.

Для елементів з легкого бетону класів В7,5 і нижче величину a_{crc} (6.62) треба збільшити на 30 %.

Початок

Вихідні дані: $A_{sp}, A'_{sp}, A_s, A'_s, E_s, h, b, h_0, b'_f, h'_f, M_r, M_{crg}, \gamma_0, \nu, P_2, R_b, ser, e_{op2}, \alpha, \psi_f, \sigma_1, \beta, \eta, \mu < 0,02, e_{sp}, \alpha, e', [e_{crg}], \sigma_1, e_2$



3 Обчислення коефіцієнта λ (див. схему алгоритму 27 [7])

4 $P_{21} = (1 - \lambda) P_2$

5 $e_{sp2} = \nu - e_{op2} - e_{sp}$

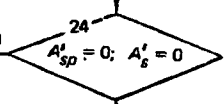
6 $\delta = \frac{M_r + P_2 (21) e_{sp}}{bh_0^2 R_b, ser}$

Тавровий переріз

Прямокутний переріз

7 $\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_{sp} + A'_s)}{bh_0}$

7' $\varphi_f = \frac{\alpha}{2\nu} \frac{(A'_{sp} + A'_s)}{bh_0}$



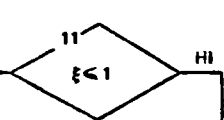
8 $\lambda_1 = \varphi_f (1 - \frac{h'_f}{2h_0})$

26 $h'_f = 2\alpha'$

25 $h'_f = 0$

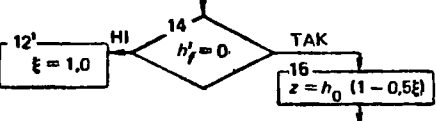
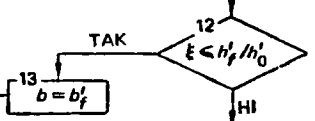
9 $e_{s, tot} = \frac{M_2 + P_2 (21) e_{sp2}}{P_2 (21)}$

10 $\xi = \frac{1}{\beta + \frac{10\mu\alpha}{1 + \beta(\delta + \lambda_1)}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{\frac{11,5e_{s, tot}}{h_0} \pm \beta}$



Тавровий переріз

Прямокутний переріз



16 $z = h_0 [1 - \frac{h'_f/h_0 \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}]$

17 $\sigma_{s1} = \frac{M_r - P_2 (21) (z - e_{sp2})}{(A_{sp} + A_s)z}$

18

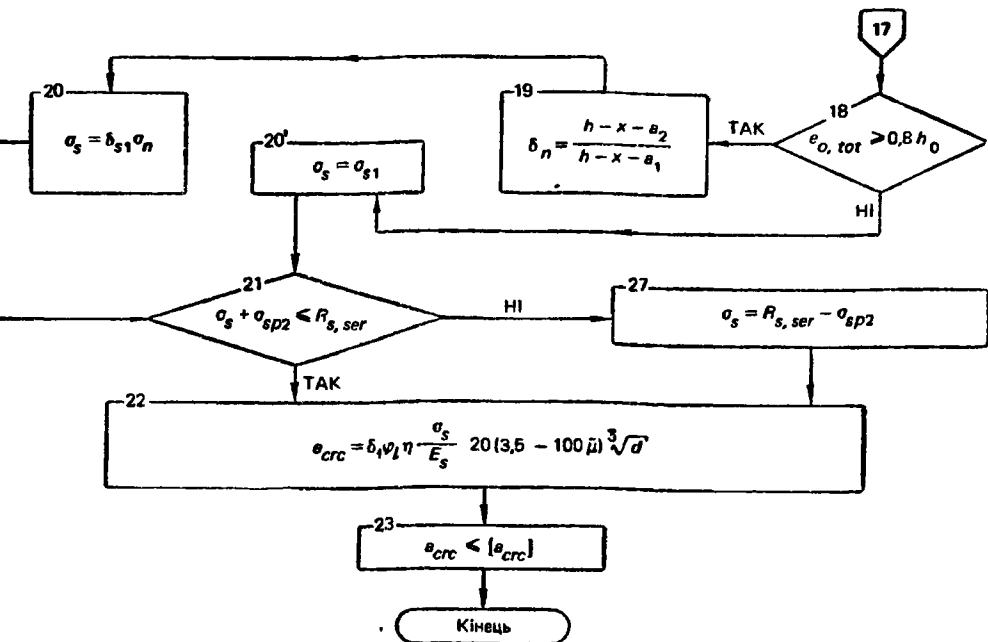


Схема алгоритму 6.2. Визначення ширини розкриття тріщин нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання

Ширину розкриття початкових тріщин у зоні перерізу, яку розтягнуто зусиллям попереднього обтискування, визначають із залежності (6.62) з урахуванням $\bar{\mu}$ та d арматури, розташованої у відповідній зоні. При цьому напруження в ненапружуваній арматурі або приріст напружень σ_s в напружуваній обчислюють для даної стадії (виготовлення, транспортування, монтаж).

Глибину початкових тріщин у стиснутій зоні обчислюють з умови

$$h_{crc} = h - (1,2 + \varphi_m) \xi h_0 \leq 0,5h_0. \quad (6.67)$$

Для елементів, до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 2-ї категорії, величина a_{crc} залежить від сумарної дії довго- і короткочасних навантажень при $\varphi_1 = 1$.

Якщо ставляться вимоги 3-ї категорії, тривале розкриття тріщин a_{crc3} визначають від дії постійних та довгочасних навантажень при $\varphi_f > 1$, а нетривале розкриття тріщин a_{crc1} — як суму ширини тривалого розкриття a_{crc2} та приросту ширини розкриття від дії короткочасних навантажень при $\varphi_f = 1$:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}. \quad (6.68)$$

Хід розрахунку ширини розкриття тріщин, паралельних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання, наведено на схемі алгоритму 6.2.

Приклади розрахунку елементів, що працюють на згинання, на розкриття тріщин наведено в навчальній [1, 6, 7, 10 та ін.], нормативній [19, 20] та довідковій [35, 36] літературі.

Приклад 6.2. Визначити ширину нетривалого розкриття нормальних тріщин у стадії експлуатації панелі покриття (за даними прикладу 4.1).

Додаткові вихідні дані. Розміри перерізу: $h = 450$ мм; $b = 240$ мм; $b'_f = 2850$ мм; $h'_f = 25$ мм; $a_{sp} = 50$ мм; $h_0 = 400$ мм; $d = 9$ мм; $M_r = 230$ кН · м ($\gamma_f = 1$); $P_2 = 781,7$ ($\gamma_{sp} = 1$); $e_{op2} = 191$ мм ($\gamma_{sp} = 1$); $E_s = 1,8 \times 10^6$ МПа (табл. 2.2); $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа (табл. 2.1); $R_{s,ser} = 1370$ МПа (табл. 2.2).

Коефіцієнти: $\nu = 0,45$; $\alpha = 6,2$; $\beta = 1,8$; $\eta = 1,2$; $\varphi_l = 10$; $\delta = 1$; $\bar{\mu} = 0,0078$.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 6.2, починаючи з п. 5,

$$5. a_{sp2} = 307 - 50 - 191 = 66 \text{ мм.}$$

$$6. \delta = \frac{230 \cdot 10^6 + 781,7 \cdot 10^3 \cdot 66}{240 \cdot 400^2 \cdot 22} = 0,333.$$

$$7. \varphi_f = \frac{(2850 - 240) - \frac{6,2}{2 \cdot 0,45} (102 + 39)}{240 \cdot 400} = 0,67.$$

$$8. \lambda = 0,67 \left(1 - \frac{25}{2 \cdot 400} \right) = 0,649.$$

$$9. e_{s,tot} = \frac{230 \cdot 10^6 + 781,7 \cdot 10^3 \cdot 66}{781,7 \cdot 10^3} = 360 \text{ мм.}$$

$$10. \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,333 + 0,649)}{10 \cdot 0,0078 \cdot 6,2}} + \frac{1,5 + 0,67}{11,5 \frac{360}{400} - 5} = 0,477.$$

$$11. \xi = 0,477 > 25/400 = 0,0625.$$

$$16. z = 400 \left[1 - \frac{\frac{25}{400} 0,67 + 0,477^2}{2(0,67 + 0,477)} \right] = 353 \text{ мм.}$$

$$17. \sigma_{s1} = \frac{230 \cdot 10^6 - 781,7 \cdot 10^3 (353 - 66)}{(714 + 39) 353} = 21,3 \text{ МПа.}$$

$$18. e_{s,tot} = 360 > 0,8 \cdot 400 = 320 \text{ мм.}$$

$$19. \delta_n = \frac{450 - 0,477 \cdot 400 - 25}{450 - 0,477 \cdot 400 - 50} = 1,12.$$

$$20. \sigma_s = 21,3 \cdot 1,12 = 23,9 \text{ МПа.}$$

$$21. 23,9 + 959 = 983 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 1370 \text{ МПа.}$$

$$22, 23. a_{crc} = 1,1 \cdot 1,2 \frac{23,9}{1,8 \cdot 10^6} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0078) \sqrt[3]{9} = 0,0094 \text{ мм} <$$

$$< [a_{crc}] = 0,1 \text{ мм.}$$

6.4.6. Розрахунок на розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента. Похилі тріщини із збільшенням навантаження розвиваються по висоті і розкриваються. Дослідження показали, що розкриття похилих тріщин залежить від поперечного армування, відстані навантаження до опори тривалості дії навантаження та інших факторів. Істотно позначаються і сколювальні напруження.

Розрахунок ведуть за формулою

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)}, \quad (6.69)$$

де φ_l — коефіцієнт, який приймають: при короткочасних і недовго діючих постійних та довгочасних навантаженнях $\varphi_l = 1$; при багаторазово повторюваних і довго діючих постійних та довгочасних навантаженнях для бетону важкого природної вологості $\varphi_l = 1,5$, водонасиченого — 1,2, при наперемінному водонасиченні і висушуванні — 1,75; для дрібнозернистого та легкого бетонів — згідно з (6.62); σ_{sw} — напруження в хомутах,

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw}h_0} s; \quad (6.70)$$

тут Q — найбільша поперечна сила на розглядуваній ділянці з постійним насиченням поперечними стержнями; Q_{b1} чисельно дорівнює правій частині умови (5.14), причому коефіцієнт φ_{b4} множать на 0,8, а значення R_{bt} заміняють на $R_{bt,ser}$, яке приймають не більшим від значень для бетону класу В30;

d_w — діаметр хомутів; коефіцієнт, який враховує клас поперечної арматури: для А-I — 1,3; А-II та А-III — 1; Вр-I — 1,2; $\alpha = E_s/E_b$; $\mu_w = A_w/b_s$ — коефіцієнт насичення елемента поперечними стержнями.

Визначаючи ширину тривалого і нетривалого розкриття похилих тріщин, треба враховувати вказівки п. 6.4.5.

Значення a_{crc} , обчислене за формулою (6.69), допускається зменшувати в 1,5 раза, якщо елемент армовано поперечними та поздовжніми стержнями того самого діаметра і відстань між поздовжніми стержнями по висоті перерізу дорівнює кроку поперечних стержнів.

Для елементів з легких бетонів класів В7,5 і нижче величину a_{crc} множать на 1,3.

В разі одночасної дії довго- і короткочасних навантажень повну ширину розкриття похилих тріщин визначають за формулою (6.68). Приклади розрахунків див. [7, 20, 35].

6.5. Розрахунок на закриття тріщин

Згідно з нормами, в конструкціях, до яких ставлять вимоги 2-ї категорії тріщиностійкості, при повних навантаженнях допускається обмежене по ширині нетривале розкриття тріщин a_{crc1} . В разі дії тривалих (постійних і довгочасних) навантажень тріщини мають надійно закриватись. Це пояснюється необхідністю захисту високоміцної арматури від корозії і досягається армуванням і ступенем попереднього напружування арматури. Дослідження показують, що при малих процентах армування ($\mu \leq 0,15$ %) тріщини досягають ширини

0,3 мм і більше, а арматура зазнає необоротних деформацій і її попереднє напружування не забезпечує закриття (затискування) тріщин. Зі збільшенням процента армування ($\mu \geq 0,6\%$) розкриття тріщин (0,05...0,1 мм) і деформації арматури відповідно менші, і при відсутності необоротних деформацій попереднє напруження арматури гарантує закриття тріщин.

Розрахунок на закриття нормальних тріщин виконують подібно до розрахунку центрально розтягнутих елементів за формулами (3.23) та (3.24). Приріст розтягувальних напружень в арматурі обчислюють за формулою (6.58).

Нормальні тріщини на розтягнутій грані елемента будуть затиснуті, якщо в результаті дії постійних та довгочасних навантажень крайові напруження в бетоні на цій грані становитимуть $\sigma_b \geq 0,5$ МПа, де σ_b визначають так само, як і для пружного тіла в разі дії зовнішніх навантажень і посилення попереднього обтискування P_2 . Це забезпечується, якщо додержано умови

$$M \leq F_2(e_{op} + r) - 0,5W_{red}, \quad (6.71)$$

де $r = W_{red}/A_{red}$ та W_{red} див. п. 6.2, а A_{red} — п. 2.9.

На ділянках елемента з початковими тріщинами у стиснутій зоні напруження σ_{sp} множать на коефіцієнт λ , а зусилля P_2 (6.19) — на $1,1\lambda \leq 1$. Значення коефіцієнта λ обчислюють за формулою (6.23).

Розрахунок на закриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання, виконують за схемою алгоритму 6.3.

Похилені тріщини до поздовжньої осі елемента будуть затиснуті за умови, якщо напруження в бетоні σ_{mt} та σ_{mc} на рівні центра ваги зведеного перерізу під час дії постійних та довгочасних навантажень будуть стискувальні і не менші за 0,5 МПа. Цю вимогу можна виконати за рахунок попереднього напружування хомутів та відігнутих стержнів. При цьому величину стискувального напруження в бетоні, спричинену попереднім напружуванням поперечної арматури, визначають з умови

$$\sigma_{yp} = 0,5 + \frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_x - 0,5} - \sigma_{y,loc}, \quad (6.72)$$

де σ_x та τ_{xy} визначають згідно з вказівками п. 6.2; $\sigma_{y,loc}$ — напруження на рівні центра ваги зведеного перерізу. При цьому значення τ_{xy} та $\sigma_{y,loc}$ обчислюють, коли діють постійні і довгочасні навантаження.

Приклади розрахунку на закриття тріщин наведено в навчальній [7], нормативній [20] та довідковій [35] літературі.

Приклад 6.3. Да даними прикладів 6.1 та 6.2 перевірити закриття нормальних тріщин у стадії експлуатації.

Додаткові вихідні дані. $M_r = 230$ кН · м ($\gamma_f = 1$), у тому числі $M_l = 180$ кН · м; арматура класу К-7, $R_{s,ser} = 1370$ МПа; арматура класу

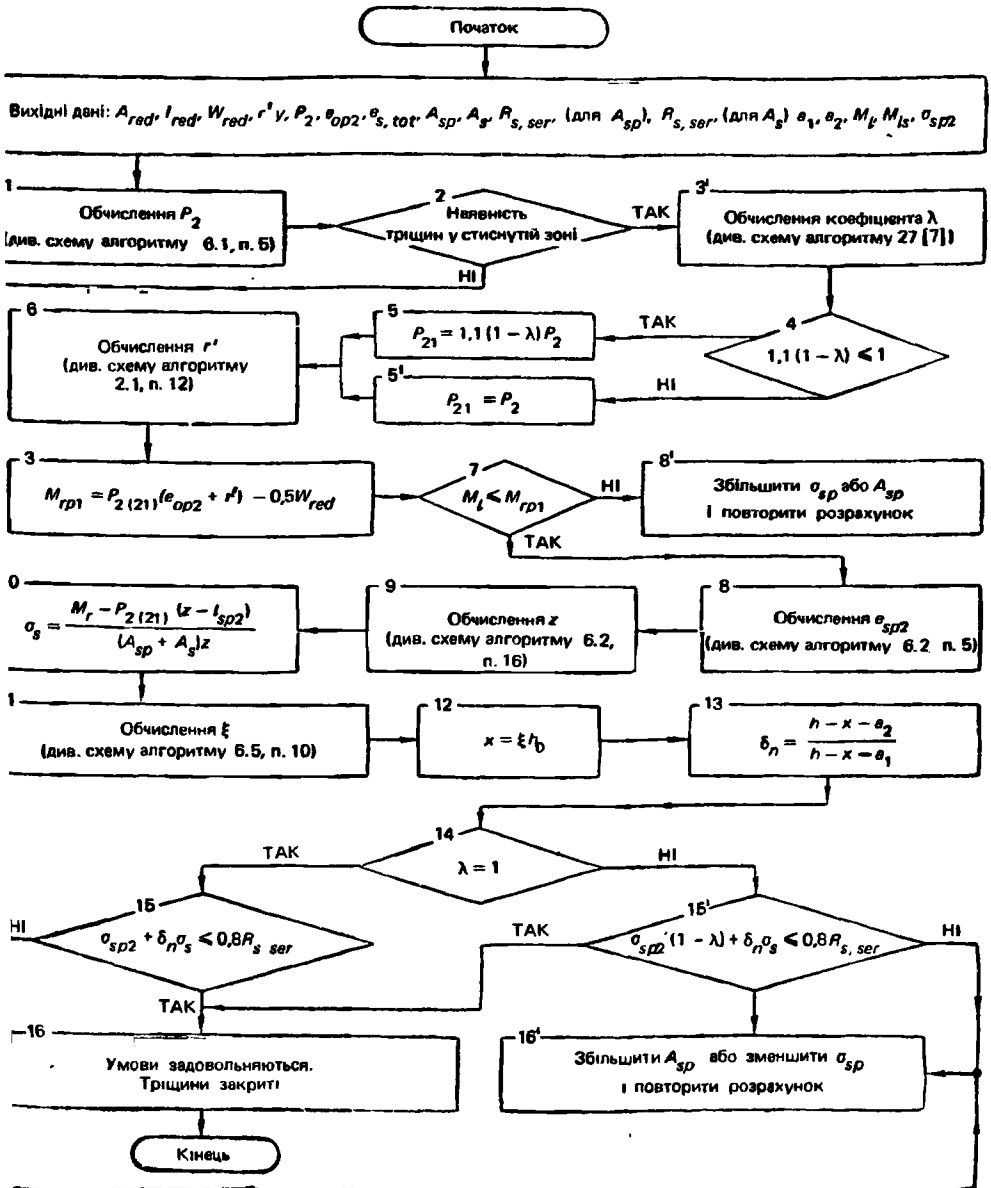


Схема алгоритму 6.3. Розрахунок на закриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі попередньо напруженого елемента

Вр-I, $R_{s,ser} = 395$ МПа (табл. 2.3); $\sigma_{sb} = \sigma_f + \sigma_s + \sigma_g = 18 + 35 + 71 = 124$ МПа.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 6.3, починаючи з п. 3.

3. $M_{rp} = 781,7 \cdot 10^3 (191 + 68,7) - 0,5 \cdot 1208 \cdot 10^4 = 197 \cdot 10^6$ Н · мм = 197 кН · м.

7. $M_{rp} = 197 > M_t = 180$ кН · м.

Отже, за умови дії самих тільки постійних та тимчасових довгочасних навантажень напруження стискання в бетоні скрізь не нижче як 0,5 МПа.

8. $e_{sp} = 66$ мм.

9. $z = 353$ мм.

10. $\sigma_s = 21,3$ МПа.

11. $\xi = 0,477$.

12. $x = 0,477 h \cdot 400 = 190$ мм.

13. $\delta_n = 1,12$.

14. При $\lambda = 1$.

15. $959 + 1,12 \cdot 21,3 = 975,9$ МПа; $0,8 R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1370 = 1096$ МПа.

16. При ненапружуваній арматурі класу Вр-I відповідно до п. 4.22 [20]

$124 + 1,12 \cdot 21,3 = 147,9$ МПа $< R_{s,ser} = 395$ МПа.

Отже, необоротні деформації в арматурі не виникають і в разі дії постійних та довгочасних навантажень тріщини, що утворилися від усіх навантажень, надійно закриті.

6.6. Визначення деформацій. Кривизна осі і жорсткість елемента

6.6.1. Основні положення. Прогини залізобетонних конструкцій обмежуються у зв'язку з необхідністю забезпечити нормальні умови експлуатації будівель і споруд, в яких використовують ці конструкції.

Розрахунок за деформаціями (прогинами) особливо важливий у зв'язку із застосуванням збірних залізобетонних конструкцій, а особливо великопрольотних елементів. Для зменшення ваги перерізу їх роблять тонкими, а матеріали (бетон та сталь) застосовують високої міцності, які витримують підвищені розрахункові напруження. Збільшення напружень спричиняє підвищення повзучості бетону стиснутої зони елементів, що поряд зі зменшенням розмірів перерізу знижує жорсткість конструкції.

В основу розрахунку покладено такі передумови.

При експлуатаційних і вищих за них навантаженнях по довжині елементів, що працюють на згинання, можуть бути ділянки без тріщин або з закритими тріщинами (стадія I) і ділянки з тріщинами (стадія II). При цьому вважається, що поряд із пружними деформаціями залізобетону проявляються і непружні. Залежність напруження — деформації для бетону виражається кривою з урахуванням пружно-пластичних властивостей бетону, які враховують відповідно коефіцієнтом пружнопластичності ν та коефіцієнтом пластичності $\lambda = 0,8 \dots 0,85$ (див. розд. 1). У стиснутій зоні перерізу буде прямокутна епюра. Арматура в бетоні до і після появи тріщин видовжується інак-

ше, ніж вільний метал. Бетон знижує видовження арматури, і вона одержує ніби підвищений умовний модуль пружності. Це враховують у розрахунках введенням коефіцієнта ψ_s (див. п. 6.4.2). На ділянках без тріщин перерізи залишаються плоскими і після згинання.

Прогини при обмеженні технологічними та конструктивними вимогами розраховують на дію повного нормативного навантаження, що включає постійні довго- та короткочасні навантаження з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$.

Під час розрахунку переміщень — прогинів та кутів повороту потрібно обчислювати вісь кривизни елемента.

6.6.2. Кривизна осі елементів без тріщин у розтягнутій зоні. Для ряду конструкцій тріщини в розтягнутій зоні не допускаються. Тоді кривизну осі елемента, що працює на згинання від короткочасних $(1/r)_1$ і від постійних та довгочасних тимчасових $(1/r)_2$ навантажень, визначають за стадією I напружено-деформованого стану як для суцільного пружного тіла за зведеним перерізом без урахування P :

$$\left. \begin{aligned} (1/r)_1 &= \frac{M_{sh}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}} ; \\ (1/r)_2 &= \frac{M_1 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}} . \end{aligned} \right\} \quad (6.73)$$

де M_{sh} і M_1 — моменти від зовнішнього навантаження відповідно повного короткочасного і постійного та довгочасного відносно осі, яка нормальна до площини дії згинального моменту і проходить через центр ваги зведеного перерізу; φ_{b1} — коефіцієнт, що враховує збільшення кривизни осі елемента в результаті впливу короткочасної повзучості бетону (приймається рівним 0,85 для важкого, дрібнозернистого, легкого та ніздрюватого бетону при щільному заповнювачі і 0,7 для легкого на пористих дрібних заповнювачах та поризованого бетону); φ_{b2} — коефіцієнт, що враховує зниження жорсткості перерізу в результаті впливу довгочасної повзучості бетону; в умовах експлуатації при вологості повітря понад 40 % для бетонів важкого, легкого (який не містить спученого перлітового піску та вулканічних шлаків) і ніздрюватого (двошарові попередньо напружені конструкції) $\varphi_{b2} = 2$; для дрібнозернистого бетону видів *A*, *B* та *B* відповідно $\varphi_{b2} = 2,6$; 3 та 2, а для легкого бетону $\varphi_{b2} = 3$; при вологості 40 % і нижче для бетонів важкого та ніздрюватого з обмеженнями (див. вище) $\varphi_{b2} = 3$; для дрібнозернистого залежно від виду *A*, *B* та *B* $\varphi_{b2} = 3,9$; 4,5 та 3, а для легкого $\varphi_{b2} = 4,5$; при короткочасній дії навантаження незалежно від видів бетону $\varphi_{b2} = 1$.

В результаті короткочасної дії зусилля обтискування утворюється вигин конструкції і тоді кривизну елемента обчислюють за формулою

$$(1/r)_3 = \frac{P e_{op}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}} . \quad (6.74)$$

Внаслідок усадки і повзучості бетону від зусилля попереднього обтискування P вигин елемента збільшується і кривизну його осі визначають з формули

$$(1/r)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0}, \quad (6.75)$$

де $\varepsilon_b = \sigma_{sb}/E_s$ та $\varepsilon'_b = \sigma'_{sb}/E_s$ — відносні деформації бетону, які спричинені його усадкою та повзучістю від зусилля P , і їх визначають відповідно на рівні центра ваги розтягнутої поздовжньої арматури і крайнього стиснутого волокна бетону; $\sigma_{sb} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ — сума втрат попереднього напружування розтягнутої арматури від усадки та швидконатікаючої повзучості бетону, а також повзучості, що проявляється після закінчення обтискування бетону; $\sigma'_{sb} = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$ — те саме, для напружуваної арматури, якщо вона є на рівні стиснутого волокна бетону.

Повну кривизну визначають з умови

$$(1/r) = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4. \quad (6.76)$$

Суму $[(1/r)_1 + (1/r)_2]$ слід приймати не менш як $\frac{P e_{op} \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b l_{red}}$ при значеннях коефіцієнта φ_{b2} для умов дії тривалого навантаження незалежно від вологості повітря.

В разі відсутності напружуваної арматури значення кривизни $(1/r)_3$ та $(1/r)_4$ приймають за нульові.

Якщо в стиснутій зоні є початкові тріщини, то значення кривизни ділянок елементів $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ та $(1/r)_3$ збільшуються на 15 %, а величина $(1/r)_4$ — на 25 %.

Елементи, в яких виникають тріщини під дією повних навантажень і закриваються під дією постійних навантажень (вимоги 2-ї категорії тріщиностійкості), розраховують також за формулами (6.73) та (6.76). При цьому збільшення кривизни елемента внаслідок утворення тріщин враховують множенням значень $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ та $(1/r)_3$ на коефіцієнт 1,2.

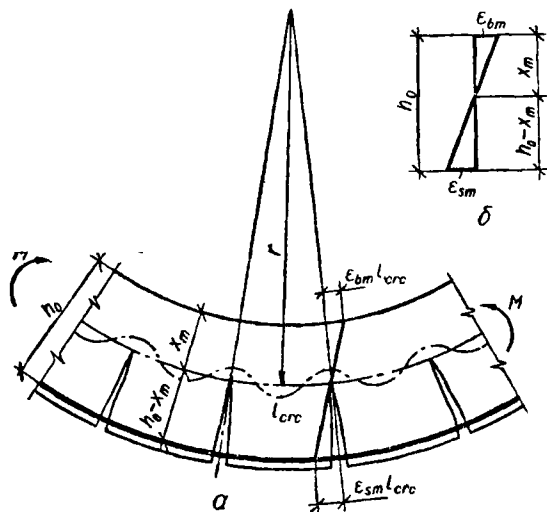


Рис. 6.6. Схема деформування елемента, що працює на згинання, з тріщинами при визначенні кривизни осі:

a — до визначення кривизни осі елемента; b — епоюра деформацій

Кривизну попередньо напруженого елемента, що працює на ділянках без тріщин у розтягнутій зоні, визначають за схемою алгоритму 6.4.

6.6.3. Кривизна осі елементів з тріщинами в розтягнутій зоні. Ширина та висота тріщин по довжині елемента змінюються залежно від згинального моменту. Біля опор тріщин менше і розкриття їх невелике, а в прольотах тріщини розвиваються більше. Тому кривизна осі елемента змінюється непропорційно згинальному моменту (рис. 6.6). Отже, при визначенні прогинів слід обчислювати кривизну кожної ділянки елемента, а потім підсумовувати їх по довжині прольоту. Проте такий прийом надто трудомісткий. Тим часом дослідження показують, що фактичний прогин мало відрізняється від обчисленого за найбільшою кривизною. Тому в розрахунках допускається приймати кривизну пропорційно згинальному моменту.

Напружено деформований стан елемента, що працює на згинання, у стадії II визначається усередненими деформаціями розтягнутої арматури ϵ_{sm} та бетону стиснутої зони ϵ_{bm} , а також середнім положенням нейтральної осі з радіусом кривизни r (рис. 6.6). Ці параметри зв'язані залежністю

$$l_{crc}/r = \frac{\epsilon_{sm} l_{crc}}{h_0 - x_m} - \frac{\epsilon_{bm} l_{crc}}{x_m} = \frac{(\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}) l_{crc}}{h_0},$$

яка після скорочення l_{crc} виражає кривизну осі елемента як тангенс кута нахилу на епюрі середніх деформацій

$$1/r = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}}{h_0}. \quad (6.77)$$

Враховуючи, що $\epsilon_{sm} = \psi_s \epsilon_s = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s}$;

$$\epsilon_{bm} = \psi_b \epsilon_b = \frac{\psi_b \sigma_b}{E'_b} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_c},$$

кривизну осі можна визначити з формули

$$1/r = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s h_0} + \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_s h_0}. \quad (6.78)$$

Напруження в бетоні визначають з умови $\Sigma M = 0$ відносно центра ваги розтягнутої арматури, а в арматурі — відносно центра ваги стиснутого бетону:

$$M = \omega \sigma_b x_m b z; \quad M = \sigma_s A_s z.$$

При $x_m = \zeta h_0$ та $\omega = 1$ (прямокутна епюра)

$$\sigma_b = \frac{M}{\zeta b h_0 z}; \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s z}.$$

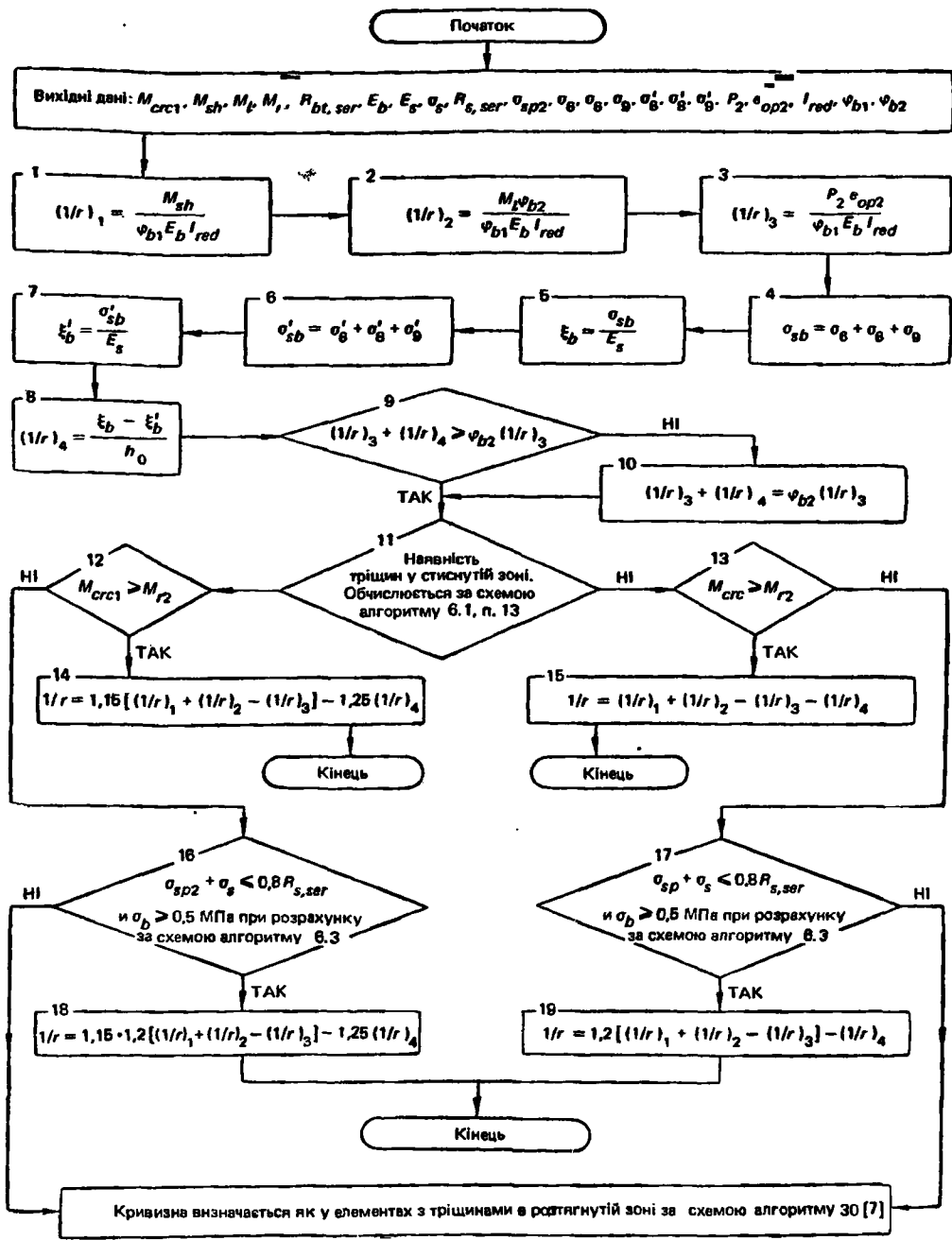


Схема алгоритму 6.4 Визначення кривизни попередньо напруженого елемента, що працює на згинання, на ділянках без тріщин у розтягнутій зоні

З урахуванням залежностей σ_b та σ_s формула (6.77) набуває вигляду

$$1/r = \frac{\psi_s M}{E_s A_s h_0 z} + \frac{\psi_b M}{\xi v E_b b h_0^2 z}.$$

Після перетворення кривизна елемента прямокутного профілю без попереднього напруження

$$1/r = \frac{M}{h_0 z} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\xi v E_b b h_0} \right). \quad (6.79)$$

Вище (п. 6.4.4) було показано, що для попередньо напружених конструкцій зовнішнє зусилля M та зусилля попереднього обтискування P замінюються еквівалентною системою — моментом M_s , який визначають за формулою (6.52). Напруження в бетоні зони σ_b обчислюють із залежності (6.56), а в розтягнутій арматурі σ_s — із залежності (6.58).

Таким чином, кривизну осі попередньо напружуваного елемента обчислюють з виразу

$$1/r = \frac{M_s}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) v E_b b h_0} \right] - \frac{P}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}}, \quad (6.80)$$

де коефіцієнт ψ_s визначають за формулою (6.34), п. 6.5.2; ψ_b — за п. 6.5.3; формули для обчислення значень z , φ_f та ξ наведено в п. 6.5.4; коефіцієнт v , що характеризує пружнопластичні властивості бетону, приймають в разі нетривалої дії навантаження за 0,45, а в разі тривалої і вологості навколишнього середовища понад 40 % для бетону важкого $v = 0,15$, легкого — 0,07, дрібнозернистого залежно від виду A , B та B відповідно $v = 0,1$; 0,08 та 0,15, а при вологості 40 % і нижче для важкого — 0,1, легкого — 0,04, дрібнозернистого видів A , B та B — 0,07; 0,05 та 0,1.

Повну кривизну елемента з тріщинами в розтягнутій зоні визначають з урахуванням тривалості дії навантаження та вигину елемента за формулою

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4, \quad (6.81)$$

де $(1/r)_1$ — кривизна від нетривалої дії всього навантаження; $(1/r)_2$ — те саме, від дії постійних і довгочасних навантажень; $(1/r)_3$ — від тривалої дії постійних та довгочасних навантажень; $(1/r)_4$ — кривизна, яка спричинена вигином елемента внаслідок усадки та повзучості

бетону від зусилля попереднього обтискування P і її визначають за формулою (6.76).

Кривизни $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ та $(1/r)_3$ обчислюють із залежності (6.81). При цьому значення коефіцієнтів ψ_s та ν відповідають нетривалій дії навантаження для перших двох кривизн і тривалій дії навантаження для кривизни $(1/r)_3$. При від'ємному значенні $(1/r)_2$ та $(1/r)_3$ їх приймають за нуль.

В елементах, які мають у стиснутій зоні початкові тріщини, зусилля P зменшується на величину $\Delta P = \lambda P$ (див. п. 6.4).

Якщо момент від дії постійних та довгочасних навантажень менший від моменту утворення тріщин $M_i < M_{cr}$, а від дії повного навантаження, що включає і короточасні, тріщини утворюються, тоді кривизну $(1/r)_3$ обчислюють при значенні коефіцієнта $\varphi_m = 1$ (див. схему алгоритму 6.4).

Для конструкцій без попереднього напружування арматури значення кривизни $(1/r)_4$ та P приймають рівними нулю.

Кривизну попередньо напруженого елемента, що працює на згинання, на ділянках із тріщинами в розтягнутій зоні визначають за схемою алгоритму 30 [7], дод. 4.

6.6.4. Визначення прогинів. Прогини елементів визначають за правилами будівельної механіки:

$$f_m = \int_0^l M_x (1/r)_x x dx, \quad (6.82)$$

де \bar{M}_x — згинальний момент у перерізі x від одиничної сили, прикладеної в напрямі шуканого переміщення уздовж прольоту; $(1/r)_x$ — повна кривизна в перерізі x , яку визначають за формулами (6.76)

та (6.81) відповідно для ділянок без тріщин і з ними і приймають за епюрою кривизн.

Для елементів постійного перерізу без попереднього напруження арматури довжина ділянок без тріщин невелика і, якщо згинальний момент у межах ділянки не змінюється, кривизну обчислюють у найбільш напруженому перерізі. Для решти перерізів даної ділянки зміну кривизни приймають пропорційно значенням згинальних моментів при постійній жорсткості $1/r = M/B_0$ (рис. 6.7).

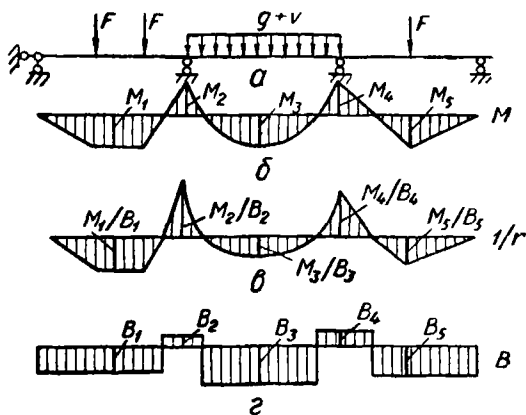


Рис. 6.7. До розрахунку прогинів:

а — схема навантаження; б — епюра згинальних моментів; в — епюра кривизни; г — епюра жорсткості

При двозначній епюрі моментів у межах одного прольоту жорсткість приймають сталою і такою, що дорівнює мінімальному значенню в перерізі з максимальним моментом.

Проте, за даними досліджень прогини елементів, до тріщиностійкості яких ставлять вимоги 2-ї категорії, менші від обчислених за формулою (6.82) при $1/r = M/B_0$, оскільки ділянка появи тріщин в розтягнутій зоні має невелику довжину. Тому епюру кривизни $(1/r)(x)$ по довжині елемента поділяють на ділянки і інтеграл переміщень обчислюють перемноженням епюр за правилом Верещагіна. Кривизну $(1/r)(x)$ на кожній ділянці без тріщин і з ними визначають за формулами (6.73) та (6.80).

Прогини елементів, до тріщиностійкості яких ставлять вимоги 2-ї категорії, допускається нормами розраховувати, не беручи до уваги тріщин і збільшуючи значення кривизни.

Для суцільних плит завтовшки менш як 25 см, армованих плоскими сітками, з тріщинами в розтягнутій зоні обчислені за формулою (6.82) прогини множать на відношення $\left(\frac{h_0}{h_0 - 0,7}\right)^3$, яке приймають не більше як за 1,5.

Для елементів постійного перерізу, що працюють на згинання, повний прогин при $l/h \geq 10$

$$f_m = (1/r) \rho_m l^2, \quad (6.83)$$

де ρ_m — коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми елемента та виду навантаження (табл. 6.2).

При $l/h < 10$ повний прогин елемента обчислюють як суму прогинів $f_{tot} = f_m + f_q$, спричинених деформаціями згинання f_m та зсування f_q від поперечної сили:

$$f_q = \int_0^l \frac{1,5\bar{Q}(x) Q_x \varphi_{crc} \varphi_{b2} dx}{G b h_0}, \quad (6.84)$$

де $\bar{Q}(x)$ — поперечна сила в перерізі x від одиничної сили в місці визначення прогину; Q_x — поперечна сила в перерізі x від дії зовнішнього навантаження; φ_{crc} — коефіцієнт, який враховує вплив тріщин на деформації зсування (при відсутності тріщин приймається за одиницю, при наявності похилих тріщин — 4,8, а при наявності нормальних та похилих —

$$\varphi_{b2} = \frac{3E_b I_{red}}{M_x} \cdot \frac{1}{r}(x);$$

φ_{b2} — коефіцієнт, який враховує вплив тривалої повзучості бетону ([13], табл. 34); G — модуль зсуву бетону.

Таблиця 6.2. Коефіцієнт ρ_m

Схема завантаження консольної балки	ρ_m	Схема завантаження вільно опертій балки	ρ_m
	$1/4$		$5/48$
	$1/3$		$1/12$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Примітка. В разі завантаження елемента одночасно за кількома схемами з наведених у табл. 6.2, коефіцієнт ρ_m дорівнює

$$\rho_m = \frac{\rho_{m1}M_1 + \rho_{m2}M_2 + \dots}{M_1 + M_2 + \dots},$$

де $\rho_{m1}, \rho_{m2}, \dots$ та M_1, M_2, \dots — відповідно коефіцієнти ρ_m і найбільші згинальні моменти для кожної схеми завантаження. У цьому випадку в формулі прогину

$$f = (1/r)_m \rho_m l^2$$

величину $1/r$ визначають при значенні M , що дорівнює сумі найбільших згинальних моментів, які визначають для кожної схеми завантаження.

Прогин коротких ($l/h < 10$) елементів сталого перерізу, які вільно опираються, можна обчислювати за спрощеною залежністю

$$f_{tot} = f_m \left[1 + \frac{\varphi_q (h/l)^2}{\rho_m} \right], \quad (6.85)$$

де f_m — прогин згідно з (6.82); φ_q — коефіцієнт, що враховує вплив на прогин елемента поперечних сил (приймається при відсутності нормальних і похилих тріщин $\varphi_q = 0,5$, а в разі наявності тих чи інших тріщин — 1,5).

Повний прогин елемента без тріщин у розтягнутій зоні

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4, \quad (6.86)$$

де f_1 та f_2 — прогини відповідно від постійних та довгочасних навантажень (без урахування зусилля P) нетривалої і тривалої дії; f_3 та

f_4 — вигини, спричинені не-тривалою дією зусилля по-переднього обтискування, а також усадкою та повзучістю бетону.

Кожний з прогинів обчи-слюють за формулою (6.83) і залежно від відповідного значення кривизни, визначе-ного за формулами (6.73) та (6.75).

Залежність зміни прогину (вигину) елемента від момен-ту подано на рис. 6.8, з якого видно, що від згинальних моментів відносно осі, яка проходить через центр ваги перерізу елемента, спричине-них позacentровим прикла-данням рівнодійних зусиль обтискування (P_1 — з ура-хуванням втрат до обтиску-вання бетону та P_2 — з ура-хуванням витрат від повної деформації повзучості та усад-ки бетону, що проявляються на момент дії експлуатацій-ного навантаження), виникає вигин f_3 . Внаслідок повз-чості та усадки бетону на етапі від обтискування до заван-таження елемента експлуата-ційним навантаженням має місце приріст вигину f_4 .

Прогини f_1 та f_2 відповідно від дії коротко- та довгочасних наван-тажень обчислюють за формулою (6.82), а значення кривизни — за формулою (6.73).

Приклад 6.4. Визначити прогин за даними прикладів 6.1...6.3.

Додаткові вихідні дані. $M_{sh} = M_r - M_l = 230 - 180 = 50 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (при $\gamma_f = 1$); $l_0 = 11\,870 \text{ мм}$; $\Phi_{b1} = 0,85$; $\Phi_{b2} = 2$; $\rho_{m1} = \rho_{m2} = 5/48$; $\rho_{m3} = \rho_{m4} = 1/8$.

Оскільки до тріщинистості плити ставляться вимоги 2-ї категорії (див. при-клади 6.2 та 6.3), кривизну визначаємо за схемою алгоритму 6.4.

$$1. (1/\epsilon)_1 = \frac{5 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 3707 \cdot 10^9} = 5,47 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

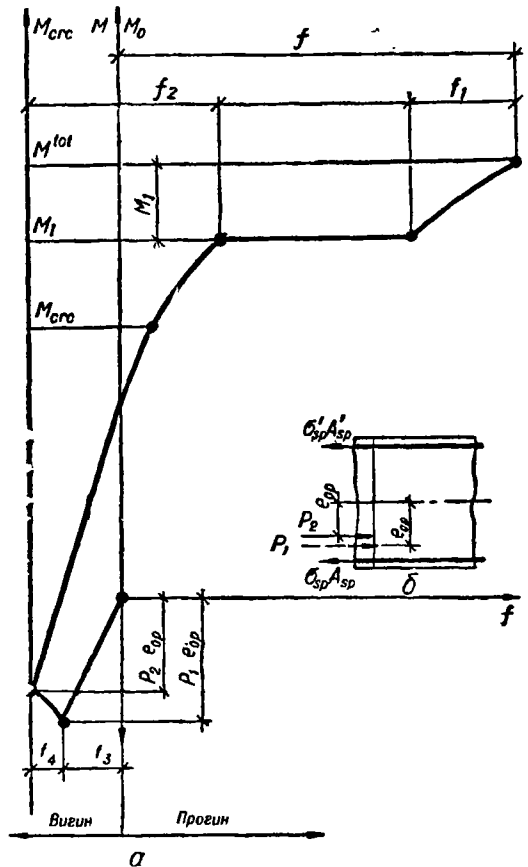


Рис. 6.8. До розрахунку прогинів попередньо напру-женого елемента, що працює на згинання, при дії негравалого M_0 та тривалого M_1^l зусиль:

а — схема зміни прогинів; б — епора зусиль у перерізі елемента

$$2. (1/r)_2 = \frac{180 \cdot 10^6 \cdot 2}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 3707 \cdot 10^6} = 3,94 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

$$3. (1/r)_3 = \frac{781,7 \cdot 10^3 \cdot 191}{0,85 \cdot 29 \cdot 10^4 \cdot 3707 \cdot 10^6} = 1,63 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1}.$$

$$4. \sigma_{sb} = 124 \text{ МПа (див. приклад 6.1).}$$

$$5. \epsilon_b = 124/1,8 \cdot 10^5 = 6,89 \cdot 10^{-4}.$$

$$6. \sigma_{sb}' = 60 \text{ МПа (див. приклад 6.1).}$$

$$7. \epsilon_b' = 60/1,8 \cdot 10^5 = 3,33 \cdot 10^{-4}.$$

$$8. (1/r)_4 = \frac{6,89 \cdot 10^{-4} - 3,33 \cdot 10^{-4}}{400} = 8,9 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

$$9. 1,63 \cdot 10^{-6} + 8,9 \cdot 10^{-7} = 25,2 \cdot 10^{-7} < 2 \cdot 1,63 \cdot 10^{-6} = 32,6 \cdot 10^{-7}.$$

$$10. \text{Приймаємо } (1/r)_3 + (1/r)_4 = \varphi_{b2} (1/r)_3 = 3,26 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Отже, $(1/r)_4 = (1/r)_3 = 1,63 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$.

11. Початкові тріщини не утворюються (див. приклад 6.1).

16. Умови закриття тріщин задовольняються (див. приклад 6.3).

$$17. 1/r = 1,2 (5,47 + 39,4 - 16 \cdot 3) \cdot 10^{-7} - 16,3 \cdot 10^{-6} = 1,8 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Для обчислення прогину за формулою (6.86) визначимо зведене значення коефіцієнта ρ_m (див. примітку до табл. 6.2).

$$\rho_m = \frac{50 \cdot 10^6 \cdot 5/48 + 180 \cdot 10^6 \cdot 5/48 + 781,7 \cdot 10^3 \cdot 191 \cdot 1/8 + 0,5 \cdot 781,7 \cdot 10^3 \cdot 191 \cdot 1/8}{50 \cdot 10^6 + 180 \cdot 10^6 + 781,7 \cdot 10^3 \cdot 191 + 0,5 \cdot 781,7 \cdot 10^3 \cdot 191} = \frac{51\,952\,964}{453\,957\,050} = 0,114.$$

Прогин плити в середині прольоту

$$f = \rho_m \frac{1}{r} l_0^2 = 0,114 \cdot 1,8 \cdot 10^{-6} \cdot 11\,870^2 = 28,9 \text{ мм.}$$

Відносний прогин

$$f/l = 28,9/11\,870 = 1/411,$$

що менше від гранично допустимого прогину для плит покриттів $l > 7,5$ м, який дорівнює $1/250$ (див. [13], табл. 4).

З більшою точністю прогин плити можна визначити як суму прогинів, обчислених від кожного діючого зусилля (дії) окремо:

$$f = f_1 + f_2 = f_3 - f_4 = \frac{5}{48} 5,47 + \frac{5}{48} + 39,4 - \frac{1}{8} 16,3 \cdot 1,2 - \frac{1}{8} 16,3 \times \times 10^{-6} \cdot 11\,870^2 = 15,9 \text{ мм.}$$

При наявності тріщин в розтягнутій зоні повний прогин елемента подається у вигляді алгебраїчної суми прогинів:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4. \quad (6.87)$$

Якщо в перерізі елемента попередньо напружуваної арматури нема, $f_1 = 0$. Тоді значення прогину елемента від навантаження змінюватимуться відповідно до залежності, яку подано на рис. 6.9.

Прогини конструкцій мають не перевищувати допустимих граничних значень за технологічними конструктивними та естетичними умовами. Розрахунок за деформаціями має виконуватись на дію постійних, довго- та короткочасних навантажень при $\gamma_f = 1$. При цьому прогини мають не перевищувати:

для підкранових балок і при ручних кранах — $l/500$, при електричних — $l/600$;

для перекриттів та покриттів із плоскими стелями: при $l < 6$ м — $l/200$, при $6 < l < 7,5$ м — 3 см і при $l > 7,5$ м — $l/250$; те саме, з ребристими стелями і для сходів при $l < 5$ м — $l/200$, при $5 \leq l \leq 10$ м — 2,5 см і при $l > 10$ м — $l/400$;

для навісних стінових панелей (при розрахунку з площини): при $l < 6$ м — $l/200$; при $6 \leq l \leq 7,5$ м — 3 см і при $l > 7,5$ м — $l/250$.

Гранично допустимі прогини можна збільшувати на висоту будівельного підняття конструкції, якщо вони не обмежуються іншими вимогами.

Для елементів покриттів сільськогосподарських будівель допустимі прогини приймають при прольотах: до 6 м — $l/150$, 6...10 м — 4 см і понад 10 м при плоскій стелі — $l/250$, при ребристій — $l/400$.

Для конструкцій, не зазначених вище, допустимі прогини встановлюються спеціальними вимогами, але вони мають не перевищувати $l/150$ прольоту, а для консолей — $l/75$ їхнього вильоту.

На зв'язані з сусідніми елементами залізобетонні плити перекриттів, сходових маршів та площадок треба перевіряти на хиткість: додатковий прогин від тривалої дії зосередженого навантаження 1 кН при найневигоднішій схемі завантаження має не перевищувати 0,7 мм.

Приклади розрахунку на деформації елементів, що працюють на згинання, наведено в навчальній [1, 6, 7, 10, 12 та ін.], нормативній [19, 20] та довідковій [35, 36] літературі.

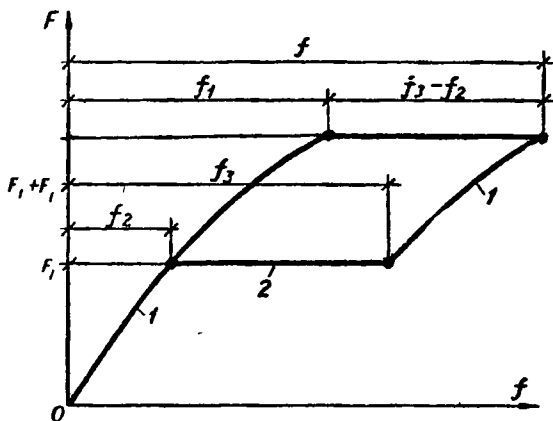


Рис. 6.9. Схема зміни прогинів елемента, що працює на згинання, без попередньо напруженої арматури при дії нетривалого і тривалого навантажень: 1 — нетривалий прогин; 2 — тривалий прогин

Контрольні запитання

1. Які розрахунки за 2-ю групою граничних станів необхідно виконувати для елементів, що працюють на згинання?
2. З яких основних передумов виходять у розрахунку залізобетонних елементів на утворення тріщин?
3. Запишіть основні формули розрахунку тріщиностійкості нормальних перерізів за ядровими моментами у стадії експлуатації і поясніть величини, що входять до них.
4. Які особливості розрахунку тріщиностійкості нормальних перерізів у стадії виготовлення та монтажу конструкцій?
5. В якому випадку і як враховують непружні деформації бетону у стиснутій від зовнішнього навантаження зоні під час розрахунку елементів на утворення нормальних тріщин?
6. Як впливає усадка бетону на тріщиностійкість нормальних перерізів елементів, що працюють на згинання і як це беруть до уваги в розрахунках?
7. Запишіть основні формули розрахунку тріщиностійкості похилих перерізів і поясніть величини, що до них входять.
8. У яких точках по висоті перерізу і по довжині прольоту балки двотаврового профілю необхідно перевіряти головні розтягувальні напруження?
9. Як виникають і як враховуються місцеві напруження в місцях прикладання зосереджених сил та опорних реакцій у розрахунку похилих перерізів на утворення тріщин?
10. Які фактори найістотніше впливають на ширину розкриття нормальних тріщин і як їх враховують під час розрахунку?
11. Від чого залежить гранично допустима ширина розкриття тріщин?
12. Як визначають ширину розкриття нормальних тріщин у зоні завантаження елемента, що працює на згинання, довго- та короткочасним навантаженням?
13. Для яких конструкцій виконують розрахунок на закриття тріщин і яких умов треба дотримуватися, щоб гарантувати закриття (затиснення) тріщин?
14. Які фактори найістотніше впливають на величину прогину елемента, що працює на згинання?
15. Як визначають кривизну осі елемента, що працює на згинання в стадії експлуатації без тріщин у розтягнутій зоні?
16. Які розрахункові передумови приймаються у визначенні кривизни осі елемента, що працює в стадії експлуатації з тріщинами?
17. Як визначають прогини елементів, що працюють на згинання? З яких умов виходять, призначаючи гранично допустимі величини прогинів?
18. Як враховують попереднє напруження арматури і довгочасність дії навантаження в розрахунку прогинів елементів?
19. Як враховують утворення початкових тріщин у стадії виготовлення, транспортування та моменту елементів, що працюють на згинання під час розрахунку їх на утворення, розкриття та закриття тріщин у стадії експлуатації, а також під час розрахунку прогинів елементів?

Розділ 7

СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

7.1. Конструктивні особливості

В умовах стискання перебувають колони одно- та багатоповерхових будівель, що зазнають дії зусиль F , верхні пояси, догірні косці та стояки ферм, завантажені згинальним моментом M та нормаль-

ною силою N . До таких конструкцій належать також стіни прямокутних резервуарів, які сприймають бічний тиск ґрунту або рідини, що створює згинальні моменти M та поперечні сили Q , і вертикальний тиск від перекриття N (рис. 7.1).

Форма поперечного перерізу стиснутих елементів найчастіше квадратна або прямокутна, розвинута в площині дії моменту. При значних згинальних моментах, що діють в одному напрямі, поперечний переріз збірних стиснутих елементів доцільно приймати тавровим або двотавровим.

Розміри поперечного перерізу визначають розрахунком. 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 рекомендуються.

Стиснуті елементи, що працюють у звичайних умовах, виготовляють з бетону класу не нижче як В15, а сильно завантажені — не нижче як В25.

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12...40 мм (робоча арматура) із сталі класів А-III, Ат-IIIс, Ат-IVс, А-І, Ат-ІІ та Ас-ІІ (у зварних каркасах), А-IV, Ат-IV, Ат-IVк (у в'язаних каркасах) і поперечними стержнями із сталі класів А-III, Ат-IIIс, А-І, Ат-ІІ та Ас-ІІ.

В разі застосування бетону класів вище за В20 можуть застосовуватись стержні діаметром понад 40 мм. У колонах з розміром меншої сторони 250 мм і більше діаметр поздовжніх стержнів призначають не менш як 16 мм. Поздовжню і поперечну арматури об'єднують у плоскі або просторові зварні (рис. 7.2, а та б) чи в'язані (рис. 7.2, в та г) 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

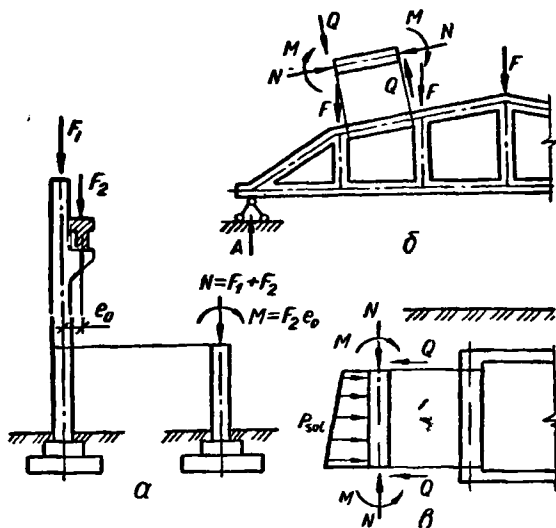


Рис. 7.1. Схеми дії сил при стисканні залізобетонних елементів:

а — колона промислової будівлі; б — верхній пояс ферми; в — стінка підземного резервуара

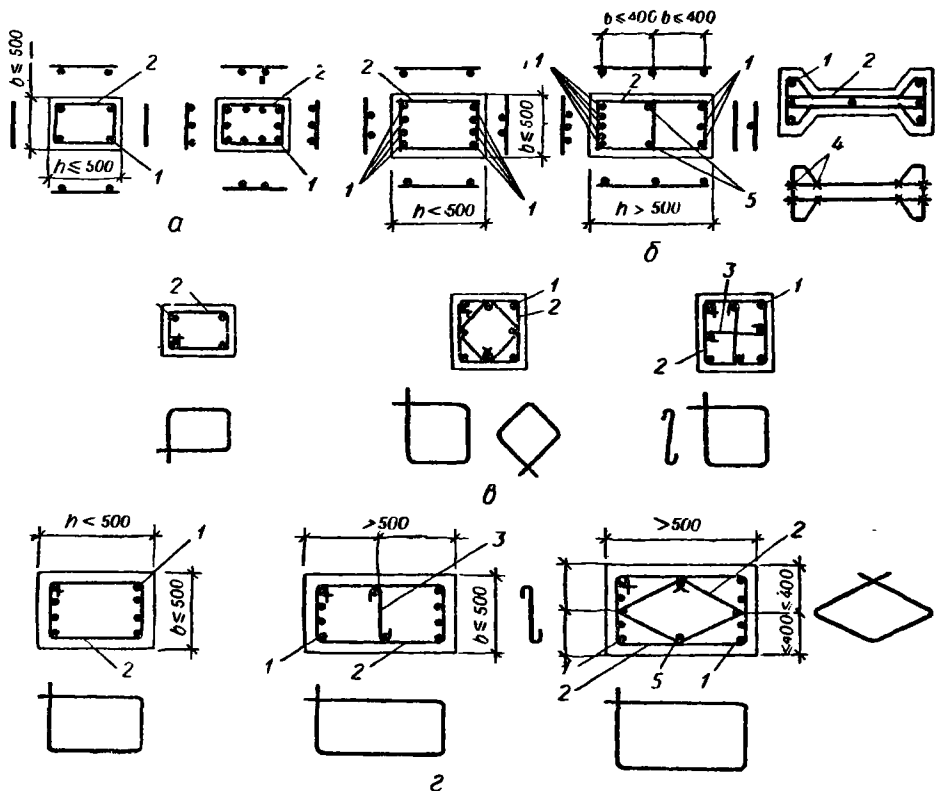


Рис. 7.2. Армування стиснутих елементів:

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 не менш як 12 мм

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. 7.2, б та г).

Площу перерізу поздовжньої стиснутої чи розтягнутої арматури біля кожної грані елементів (у процентах 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 $17 \leq l_0/i \leq 35$ ($5 \leq l_0/h \leq 10$); 0,2 при $35 < l_0/i \leq 83$ ($10 < l_0/h \leq 24$); 0,25 при $l_0/i > 83$ ($l_0/h > 24$). Тут i — радіус інерції перерізу елемента у площині ексцентриситета поздовжньої сили; l_0 — розрахункова довжина стиснутого елемента.

У позакентрово стиснутих елементах, несуча здатність яких при заданому ексцентриситеті поздовжньої сили використовується менше ніж на 50 %, а також в елементах з гнучкістю $l_0/i < 17$ (наприклад,

у підколонниках), де за розрахунком стиснута арматура не потрібна, а кількість розтягнутої арматури не перевищує 0,003 площі бетону, допускається не встановлювати поздовжньої та поперечної арматури біля граней, паралельних площині згинання. При цьому армування по гранях, перпендикулярних до площини згинання, виконують зварними каркасами та сітками з захисним шаром бетону завтовшки не менш як 50 мм і не менш як два діаметри поздовжньої арматури.

Площу розрахункового перерізу бетону приймають рівною добутку ширини прямокутного перерізу b на його робочу висоту h_0 . В елементах з поздовжньою арматурою, розташованою рівномірно по контуру перерізу, мінімальний процент армування, віднесений до повної площі перерізу бетону $b \times h$, приймають удвоє більшим від вищезазначених величин.

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

Робочі стержні в поперечному перерізі колони розміщують ближче до поверхні елемента. Мінімальна товщина захисного шару a_1 за нормами [13] становить $d \leq a_1 \geq 20$ мм.

Поперечною арматурою стиснуті стержні закріплюють від втрати стійкості в будь-якому напрямі (див. рис. 7.2). Її діаметр приймають не менш як $d_w = 0,25d$ (d — найбільший діаметр поздовжніх стержнів) і при в'язаних каркасах не менш як 5 мм.

При наявності поздовжньої арматури, яку беруть до уваги в розрахунку, хомути ставлять на відстані не більш як $s_w = 500$ мм, а також не більш як $20d$ при зварних каркасах і не більш як $15d$ при в'язаних, а коли $R_{sc} > 400$ МПа, то відповідно не більш як $12d$ і $15d$ (d — найменший діаметр стиснутих поздовжніх стержнів).

Відстань між хомутами в місцях стискання робочої арматури внапусток без зварювання приймають не більш як $10d$. Якщо переріз елемента насичений поздовжньою арматурою більш як на 1,5%, хомути встановлюють на відстані не більш як $10d$ і не більш як 300 мм і приварюють до поздовжньої арматури. Якщо діаметр поздовжніх стержнів, яких не беруть до уваги в розрахунку, $d \leq 12$ мм і не перевищує половини товщини захисного шару, то цих стержнів не враховують, визначаючи крок поперечної арматури.

При армуванні стиснених елементів плоскі зварні каркаси об'єднують у просторові (рис. 7.2, а 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.

Якщо крайні плоскі каркаси мають проміжні поздовжні стержні, то ці стержні через один і не рідше ніж через 400 мм по ширині грані

елемента зв'язують із поздовжніми стержнями, розташованими біля протилежної грані, шпильками. Шпильок не ставлять, коли ширина грані елемента $h \leq 500$ мм, а також якщо число поздовжніх стержнів біля цієї грані не перевищує чотирьох. Шпильки допускається також не ставити біля проміжних стержнів, віддалених від кутових не далі як на $15d_w$, незалежно від ширини грані і числа стержнів. При великих розмірах перерізу елемента рекомендується встановлювати проміжні плоскі зварні каркаси.

В разі застосування в'язаних хомутів поздовжні стержні (принаймні через один) розташовують у місцях перегину хомутів, а ці перегини — на відстані не більш як 400 мм по ширині грані елемента. При ширині грані не більш як 400 мм і числі поздовжніх стержнів біля цієї грані не більш як чотири допускається охоплювати всі поздовжні стержні одними хомутами. Допускається незалежно від ширини грані і числа стержнів не розташовувати проміжних стержнів у перегибах хомутів, якщо ці стержні віддалені від кутових стержнів не далі як на $15d_w$. Кінці в'язаних хомутів закінчуються гаками.

При великих ексцентриситетах стискувальної сили, коли згинальні моменти значні і спричиняють розтягання 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 $l_0/i \leq 200$, а колон будівель $l_0/i \leq 120$.

7.2. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів будь-якого симетричного перерізу

7.2.1. Основні положення. В розрахунку міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів беруть до уваги випадковий ексцентриситет e_a , зумовлений не взятими до уваги в розрахунку факторами, в тому числі неоднорідністю бетону по перерізу. У загальному випадку в будь-якому місці елемента ексцентриситет визначають за формулою

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a, \quad (7.1)$$

де M та N — згинальний момент та поздовжня стискувальна сила, які діють у перерізі.

Значення e_a приймають не менш як $1/600$ довжини елемента або довжини його частини (між точками закріплення елемента), яку бе-

руть до уваги в розрахунку, і не менш як 1/30 висоти перерізу елемента, а для конструкцій зі збірних елементів не менш як 10 мм.

Для елементів статично невизначних конструкцій ексцентриситет поздовжньої сили відносно центра ваги зведеного перерізу e_0 приймають рівним ексцентриситету, який одержано в результаті статичного розрахунку конструкцій, але не менш як e_a . В елементах статично визначних конструкцій (наприклад, фахверхові стояки, стояки ЛЕІІ) ексцентриситет e_0 визначають як суму ексцентриситетів за формулою (7.1).

Позацентрово стиснуті елементи розраховують, узявши до уваги вплив прогину елемента як у площині ексцентриситету поздовжньої сили (у площині згину), так і в нормальній до неї площині. В останньому випадку приймають, що поздовжню силу прикладено з ексцентриситетом e_0 , який дорівнює випадковому ексцентриситету e_a . Розрахунок з площини згину не роблять, якщо гнучкість елемента l_0/i (для прямокутних — l_0/h) у площині згину перевищує гнучкість у площині, яка нормальна до неї. При наявності розрахункових ексцентриситетів у двох напрямках розрахунок провадять на косе позацентрове стискання.

Міцність похилих перерізів позацентрово стиснутих елементів розраховують аналогічно до елементів, які працюють на згинання (розд. 5) з урахуванням впливу поздовжньої сили N , яку добавляють до значення P у формулі (5.11). Впливу поздовжніх сил не враховують, якщо вони створюють згинальні моменти, що мають однакові знаки з моментами від дії поперечного навантаження. Для позацентрово стиснутих елементів статично не визначних конструкцій, при статичному розрахунку яких приймають, що поздовжня сила розташовується в центрі ваги перерізу, вплив поздовжніх сил завжди беруть до уваги.

7.2.2. Врахування впливу прогину елемента. Під дією згинального моменту гнучкий позацентрово стиснутий елемент прогинається, внаслідок чого збільшується початковий ексцентриситет e_0 поздовжньої стискувальної сили N (рис. 7.3). При цьому згинальний момент зростає і руйнування відбувається при меншій поздовжній силі N порівняно з коротким (негнучким) елементом.

Вплив прогину елемента на ексцентриситет поздовжнього зусилля

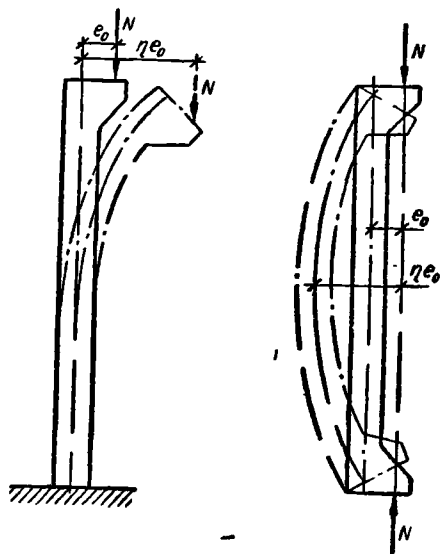


Рис. 7.3. До врахування впливу прогину елемента

враховується введенням у розрахунок конструкцій деформованої схеми з непружними деформаціями матеріалів і наявністю тріщин.

Допускається розраховувати конструкції за недеформованою схемою, взявши до уваги при цьому вплив прогину елемента множенням ексцентриситета e_0 на коефіцієнт η :

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad (7.2)$$

де N_{cr} — умовна критична сила, яку визначають за формулою, що враховує особливості залізобетону (спільну роботу бетону та арматури, непружні властивості стиснутого бетону, тріщини в розтягнутій зоні, вплив тривалої дії навантаження на елемент у його граничному стані)

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e/\varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (7.3)$$

де E_b — початковий модуль пружності бетону; l_0 — розрахункова довжина елемента (див. [13], п. 3.35); I та I_s — моменти інерції відповідно бетонного перерізу і перерізу всієї поздовжньої арматури відносно центра ваги зведеного перерізу; φ_l — коефіцієнт, який враховує вплив тривалості дії навантаження на прогин елемента в граничному стані,

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1}, \quad (7.4)$$

тут M_1 та M_{II} — моменти зовнішніх сил відносно осі, що проходить центр ваги крайнього ряду арматури, розташованого біля розтягнутої (менш стиснутої) грані паралельно їй відповідно від повного навантаження і від дії постійних та довгочасних навантажень; β — коефіцієнт, який приймають за табл. 30 норм [13]; δ_e — відносний ексцентриситет, обчислюваний за формулою

$$\delta_e = e_0/h; \quad (7.5)$$

приймається не менш як

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01l_0/h - 0,01R_b; \quad (7.6)$$

φ_p — коефіцієнт, що враховує вплив попереднього обтискування на жорсткість елемента; при рівномірному обтискуванні перерізу напружуваною арматурою φ_p визначають за формулою

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \frac{e_0}{h}. \quad (7.7)$$

Тут σ_{bp} — напруження обтискування в бетоні з урахуванням усіх втрат при $\gamma_p < 1$; e_0/h приймають не більш як 1,5.

Для круглих та кільцевих перерізів за величину h у формулах (7.5), (7.6) та (7.7) приймають діаметр елемента D .

Якщо гнучкість елемента $l_0/i < 14$ (для прямокутних перерізів — $l_0/h < 4$), приймають $\eta = 1$. Коли ж $14 \leq l_0/i < 35$ ($4 \leq l_0/h < 10$)

і $\mu = \frac{A_r + A'_s}{A} \leq 0,025$, допускається приймати:

для прямокутних перерізів

$$N_{cr} = 0,15 \frac{E_b A}{(l_0/h)^2}; \quad (7.8)$$

для інших форм перерізу

$$N_{cr} = \frac{2E_b I}{l_0^2}. \quad (7.8')$$

Якщо $N > N_{cr}$, то розміри перерізу збільшуються. При розрахункових ексцентриситетах у двох напрямках коефіцієнт η визначають окремо для кожного напрямку і множать на відповідний ексцентриситет.

Коефіцієнт збільшення початкового ексцентриситету стиснутих елементів прямокутного профілю можна визначати за схемою алгоритму 18 з дод. 4 [7].

7.2.3. Загальний випадок розрахунку нормальних перерізів позацентрово стиснутих елементів. При навантаженні позацентрово стиснутих елементів будь-якого профілю та армуванні до границі їхньої несучої здатності в стадії III розрахунок перерізів (рис. 7.4) проводять з умови

$$N\bar{e} \leq R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}, \quad (7.9)$$

де \bar{e} — відстань від точки прикладання поздовжньої сили N до осі, паралельної прямій, що обмежує стиснуту зону і проходить через центр ваги перерізу розтягнутого стержня, найвіддаленішого від цієї прямої; S_b — статичний момент площі стиснутої зони бетону відносно тієї самої осі,

$$S_b = A_b z_b; \quad (7.10)$$

σ_{si} — напруження в i -му стержні поздовжньої арматури; S_{si} — статичний момент i -го стержня поздовжньої арматури відносно тієї самої осі.

Висоту стиснутої зони x і напруження σ_{si} визначають із спільного розв'язання рівнянь (7.11), (7.12) ... (7.14):

$$R_b A_l - \sum \sigma_{si} A_{si} - N = 0; \quad (7.11)$$

при $\xi_i \leq \xi_{Ri}$

$$\sigma_{st} = R_s \left[\eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi_i}{\xi_{Ri}} - 1 \right) \right] \leq \eta R_s; \quad (7.12)$$

при $\xi_{Ri} \geq \xi_i > \xi_{el,i}$

$$\sigma_{si} = \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{el,i} - \xi_i}{\xi_{el,i} - \xi_{Ri}} \right] R_{si}; \quad (7.13)$$

при $\xi_i > \xi_{el,i}$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{spt}. \quad (7.14)$$

Для поздовжньої арматури з фізичною границею текучості при $\xi_i > \xi_{Ri}$ використовують тільки рівняння (7.14).

У формулах (7.10) ... (7.14): A_b — площа стиснутої зони бетону; A_{st} — площа перерізу стержнів i -го ряду поздовжньої арматури; η — граничне значення коефіцієнта γ_{s6} (див. п. 2.10); ξ_i — відносна висота стиснутої зони бетону,

$$\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}, \quad (7.15)$$

тут h_{0i} — відстань від осі, що проходить через центр ваги перерізу, розглядуваного i -го стержня арматури і паралельно прямій, яка обмежує стиснуту зону, до найвіддаленішої точки стиснутої зони перерізу (див. рис. 7.4);

ξ_{Ri} та $\xi_{el,i}$ — відносні висоти стиснутої зони, що відповідають досягненню в розглядуваному стержні напружень R_{si} та βR_{si} ; їх визначають за формулою (2.34); обчислюючи значення $\xi_{el,i}$, приймають $\sigma_{sR} = \beta R_{si} - \sigma_{pi}$; ω — характеристика стиснутої зони, яку визначають за формулою (2.31); β — коефіцієнт, який приймають рів-

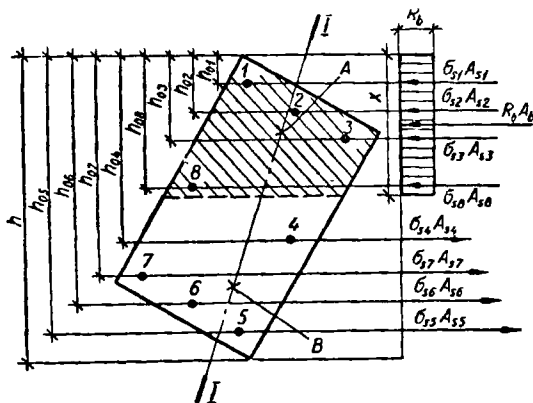


Рис. 7.4. Схема зусиль та епюра напружень у перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента, у загальному випадку розрахунку на міцність:

$I-I$ — площина, паралельна площині дії згинального моменту, або площина, що проходить через точки прикладання поздовжньої сили і рівнодійних внутрішніх зусиль стиснення та розтягання; A — точка прикладення рівнодійних зусиль у стиснутій арматурі та бетоні стиснутої зони; B — точка прикладення рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі

ним: при механічному, а також автоматизованих електротермічних способах напружування арматури класів А-IV, А-V, А-VI та Ат-VII

$\beta = 0,5 \frac{\sigma_{spli}}{R_s} + 0,4 \geq 0,8$ (σ_{spli} визначають при $\gamma_{sp} < 1$ з урахуванням втрат за п. 3...5 табл. 5 [13]); при інших, крім вказаних, способах натягування арматури класу А-IV, А-V, А-VI та Ат-VII, а також арматури класів В-II, Вр-II, К-7 та К-19 при будь-яких напружуваннях $\beta = 0,8$.

Напруження σ_{si} , визначені за формулою (7.14), вводять із своїми знаками: плюс означає розтягання, а мінус — стискання. Напруження σ_{si} приймають не менш як R_{sc} (максимальне стискувальне напруження) і не менш як $\sigma_{sp} - \sigma_{sc,u}$.

Напруження σ_{sp} у формулі (7.14) визначають при коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$, якщо розглядуваний стержень розташований у розтягнутій зоні, і $\gamma_{sp} > 1$, якщо — у стиснутій.

7.3. Міцність елементів симетричного перерізу при дії поздовжньої сили у площині симетрії

7.3.1. Прямокутні перерізи з симетричною напружуваною і ненапружуваною арматурою. У загальному випадку прямокутні перерізи з симетричною напружуваною і ненапружуваною арматурою, зосередженою біля найбільш стиснутої і біля розтягнутої (менш стиснутої) граней елемента, розраховують залежно від висоти стиснутої зони, виходячи з рівняння значень розрахункової поздовжньої сили N від дії зовнішніх зусиль і суми проекцій внутрішніх розрахункових сил у напружуваній арматурі і стиснутій зоні бетону на поздовжню вісь елемента (рис. 7.5).

При $A_{sp} = A'_{sp}$

$$N = R_b b x - A_{sp} (\gamma_{s6} R_s - \sigma_{sc}), \quad (7.16)$$

звідси

$$x = \frac{N + A_{sp} (\gamma_{s6} R_s - \sigma_{sc})}{R_b b}. \quad (7.17)$$

Умову рівноваги (7.16) записано в припущенні, що вплив ненапружуваної арматури A_s та A'_s на міцність позацентрово стиснутого елемента незначний. При великій кількості ненапружуваної арматури з фізичною границею текучості ($R_s A_s > 0,2 R_s A_{sp}$) слід користуватися формулами загального випадку розрахунку позацентрово стиснутих елементів (див. п. 7.2.3).

Умову забезпечення несучої здатності елемента встановлюють з порівняння згинального моменту $M = Ne$ від дії зовнішніх розра-

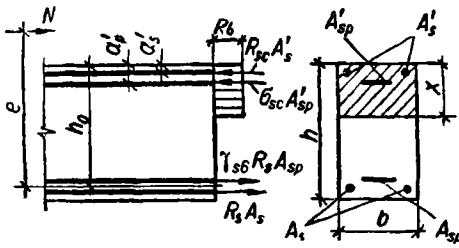


Рис. 7.5. Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі позацифровано стиснутого залізобетонного елемента

хункових навантажень і суми моментів внутрішніх сил, узятих відносно осі, яка нормальна до площини дії згинального моменту і проходить через точку прикладання рівнодійної зусиль у арматурі, розтягнутій від дії зовнішньої сили:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A_s (h_0 - a'_s). \quad (7.18)$$

При $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, а також при $\xi > \xi_R$ і арматурі з фізичною границею текучості (арматура класів А-I, А-II, А-III, А-IIIв та Вр-I) міцність перерізу гарантується, коли виконується умова (7.16).

Якщо $\xi > \xi_R$ і арматура з умовною границею текучості стержнева класів А-IV та вище, дрютяна класів Вр-II, В-II, К-7 та К-19, то експериментальна залежність (7.14) для визначення напружень в арматурі

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp} \quad (7.19)$$

справджується до рівня $\sigma_s \approx \beta R_s$. Тому якщо в результаті обчислень за формулою (7.19) буде $\sigma_s > \beta R_s$, то зростаюче значення σ_s визначають лінійною інтерполяцією між значеннями βR_s та R_s за формулою (7.13). У розглядуваному випадку при відсутності арматури по висоті перерізу замість формули (7.13) користуються рівнянням

$$\sigma_s = \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{el} - \xi}{\xi_{el} - \xi_R} \right] R_s, \quad (7.20)$$

де

$$\beta = 0,5 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} + 0,4 \geq 0,8. \quad (7.21)$$

Тоді умова (7.16) матиме вигляд

$$N = R_b b x - A_{sp} (\sigma_s - \sigma_{sc}). \quad (7.22)$$

Залежності (7.20) та (7.21) підставляють у формулу (7.22) і розв'язують відносно x . Тоді

$$x = \frac{N + R_s A_{sp} \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{el}}{\xi_{el} - \xi_R} \right] - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0 + R_s A_{sp} \frac{1 - \beta}{\xi_{el} - \xi_R}} h_0, \quad (7.23)$$

де

$$\xi_{el} = \frac{\omega}{1 + \frac{\beta R_s - \sigma_{sp}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}. \quad (7.24)$$

Коли значення x , визначуване за формулою (7.23), виявиться більшим від $\xi_{el}h_0$, у залежність (7.18) слід підставляти величину x , обчислену з умови рівноваги з урахуванням усієї арматури (напружуваної і ненапружуваної), що має вигляд

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - \sigma_s A_{sp} - \sigma_s A_s. \quad (7.25)$$

Формулу (7.25) можна виразити через напруження в арматурі (7.19).

Зробивши відповідні перетворення, одержимо квадратне рівняння

$$x^2 + 2tx - \frac{\bar{R}_s \omega h_0 (A_{sp} + A_s)}{R_b b} = 0, \quad (7.26)$$

де

$$t = \frac{(\bar{r}_s - \sigma_{sp}) + \bar{R}_s A_s + \sigma_{sc} A_{sp} + R_{sc} A'_s - N}{2R_b b}; \quad (7.27)$$

$$\bar{R}_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}}. \quad (7.28)$$

З рівняння (7.26) обчислюється висота стиснутої зони

$$x = -t + \sqrt{t^2 + \frac{R_s \omega h_0 (A_{sp} + A_s)}{R_b b}}. \quad (7.29)$$

При наявності в перерізі ненапружуваної арматури з умовною границею текучості величину A_{sp} замінюють на A_{sp1} — сумарну площу перерізу напружуваної і ненапружуваної арматури з умовною границею текучості. При цьому в значенні A_s враховують лише ненапружувану арматуру з фізичною границею текучості. Попереднє напруження σ_{sp} в арматурі з площею перерізу A_{sp1} приймають рівним його усередненому значенню

$$\sigma_{sp,m} = \sigma_{sp} \frac{A_{sp}}{A_{sp1}}. \quad (7.30)$$

Якщо використовують напружувану арматуру з фізичною границею текучості, то висоту стиснутої зони x при $\xi > \xi_R$ визначають за формулою (7.29).

Ексцентриситет обчислюють з урахуванням прогину елемента:

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2}. \quad (7.31)$$

7.3.2. Прямокутні перерізи з ненапруженою симетричною арматурою. Якщо в перерізі позацентрово стиснутого елемента є тільки ненапружена симетрична арматура, то міцність перевіряють залежно від висоти стиснутої зони за умовою (7.16). При $A_{sp} = 0$, $A_s = A'_s$ і $R_{sc} = R_s$

$$x = \frac{N}{R_b b} \cdot \quad (7.32)$$

У цьому випадку при $x < \xi_R h_0$ умову (7.18) можна записати так:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (7.33)$$

Якщо $x > \xi_R h_0$, то міцність перерізу також розраховують за формулою (7.33), а висоту стиснутої зони визначають із рівняння

$$N = R_b b x + (R_s - \sigma_s) A_s, \quad (7.34)$$

де напруження σ_s встановлюють залежно від застосовуваних матеріалів. Так, для елементів з бетону класу B30 і нижче з арматурою класів А-I, А-II та А-III напруження визначають із умови

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s, \quad (7.35)$$

в якій прийнято лінійну залежність між напруженнями в арматурі і значеннями ξ , що підтверджується експериментальними даними. У цьому випадку відносну висоту стиснутої зони визначають із формули (7.34), підставивши в неї залежність (7.35) і виконавши відповідні перетворення:

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}, \quad (7.36)$$

де

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}; \quad (7.37)$$

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}. \quad (7.38)$$

Для ненапружених елементів з бетонів класу вищого за B30 напруження σ_s у формулі (7.34) визначають з експериментальної залежності (7.19) при $\sigma_{sp} = 0$:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right). \quad (7.39)$$

Із залежності (7.37) та (7.38), позначивши

$$\psi_c = \frac{\sigma_{sc,u}}{R_s (1 - \omega/1,1)}, \quad (7.40)$$

після підстановки виразу (7.39) в рівняння (7.34) матимемо квадратне рівняння

$$\xi^2 + (\alpha_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n) \xi - \psi_c \alpha_s \omega = 0. \quad (7.41)$$

З рівняння (7.41) визначають відносну висоту стиснутої зони для елементів із бетону класу, вищого за В30:

$$\xi = -\frac{\alpha_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n}{2}\right)^2 + \psi_c \alpha_s \omega}. \quad (7.42)$$

Значення ексцентриситету e для елементів з ненапруженою арматурою так само обчислюють за формулою (7.31). Несучу здатність позацентрово стиснутих елементів прямокутного профілю з симетричною арматурою визначають за схемою алгоритму 19 з дод. 4 [7]. Потрібну кількість симетричної арматури знаходять із залежності (7.33) при $x = \xi h_0$ і $R_{sc} = R_s$:

$$Ne = R_b b h_0^2 \xi (1 - \xi/2) + R_{sc} A_s' h_0 (1 - \delta), \quad (7.43)$$

де $\delta = a'/h_0$.

Почленно поділивши рівняння (7.43) на $R_b b h_0^2$ і позначивши

$$\alpha_{m1} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}, \quad (7.44)$$

матимемо

$$\alpha_{m1} = \xi (1 - \xi/2) + \frac{R_s A_s (-1 - \delta)}{R_b b h_0}. \quad (7.45)$$

Потім залежно від відносної поздовжньої сили α_n за формулою (7.37) визначають площу симетричної арматури:

при $\alpha_n < \xi_R$ в рівняння (7.45) замість ξ підставляють α_n , тоді із залежності (7.45) буде

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}; \quad (7.46)$$

при $\alpha_n > \xi_R$ із залежності (7.45) випливає, що

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi/2)}{1 - \delta}. \quad (7.47)$$

У формулах (7.46) та (7.47) відносну висоту стиснутої зони визначають із залежностей (7.36) та (7.42). Для формули (7.36), згідно з нормами [13],

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}, \quad (7.48)$$

а для формули (7.42) значення α_s визначають з тієї самої залежності (7.48), замінивши α_n на $(\alpha_n + \xi_R)/2$.

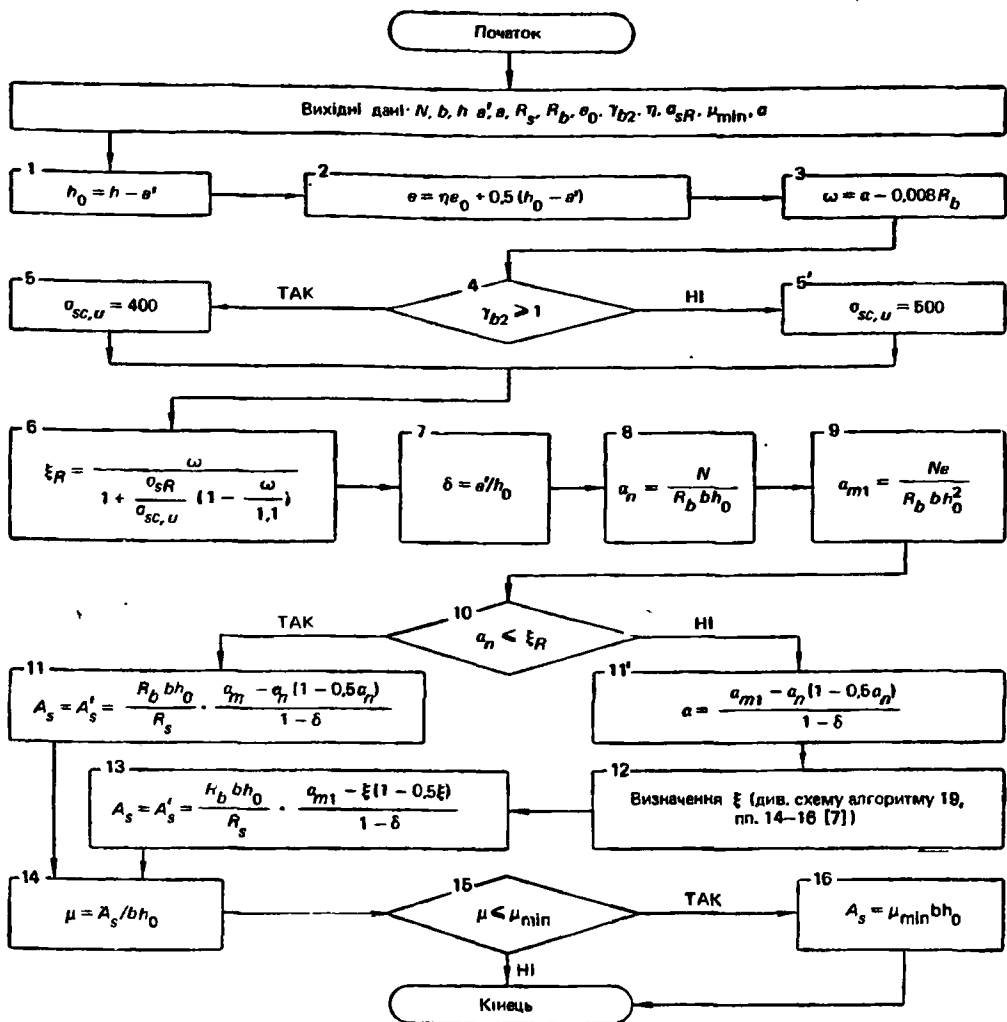


Схема алгоритму 7-1. Визначення площі перерізу арматури в позациентрово стиснутих елементах прямокутного профілю при симетричному армуванні

Якщо значення a' не перевищує $0,15h_0$, то необхідну кількість арматури обчислюють за формулою

$$A_s = A'_s = \alpha_s \frac{R_b b h_0}{R_s} . \quad (7.49)$$

При статичному розрахунку за недеформованою схемою і, беручи до уваги коефіцієнт $\eta > 1$, площу арматури за формулами (7.46), (7.47) та (7.49) обчислюють у загальному випадку способом послідовних наближень.

Для елементів з бетону класів B15...B50, а також з легкого бетону класів B10...B40 при марці за середньою густиною не нижче від D1800 при $\lambda = l_0/h \leq 25$ і при a' не більш як $0,15h_0$ арматуру можна добирати без послідовних наближень за допомогою графіків з дод. 3 [19]; при цьому використовують значення M без урахування коефіцієнта η . Переріз симетричної арматури обчислюють за схемою алгоритму 7.1.

Приклад 7.1. Визначити площу перерізу симетричної арматури колони прямокутного профілю.

Вихідні дані. $N = 300$ кН; $a_0 = 375$ мм; $b = 400$ мм; $h_0 = 500$ мм; $a = a' = 40$ мм; бетон важкий класу B20; $\gamma_{b2} = 1$; $R_b = 11,5$ МПа (табл. 2.1); $\alpha = 0,85$; арматура зі сталі класу А-III при $d > 10$ мм $R_s = 365$ МПа (табл. 2.2), $\mu_{\min} = 0,002$; $\eta = 1,28$ при $\mu = 0,013$.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 7.1.

1. $h_0 = 500 - 40 = 460$ мм.

2. $e = 375 \cdot 1,28 + 0,5(460 - 40) = 690$ мм.

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

4. $\gamma_{b2} = 1$.

5. $\sigma_{scu} = 400$.

6. $\xi_R = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,591$.

7. $\delta = 40/460 = 0,087$.

8. $\alpha_n = \frac{800\,000}{11,5 \cdot 400 \cdot 460} = 0,378$.

9. $\alpha_{m1} = \frac{800\,000 \cdot 690}{11,5 \cdot 400 \cdot 460^2} = 0,567$.

10. $\alpha_n = 0,378 < \xi_R = 591$.

11. $A_s = A'_s = \frac{11,5 \cdot 400 \cdot 460}{365} \cdot \frac{0,667 - 0,378(1 - 0,5 \cdot 0,378)}{1 - 0,087} = 1651$ мм².

14. $\mu = \frac{1651}{400 \cdot 460} = 0,009$.

15. $\mu = 0,009 > \mu_{\min} = 0,002$. Приймаємо 6Ø20А-III $A_s = A'_s = 1885$ мм².

7.3.3. Розрахунок елементів при випадкових ексцентриситетах.

В разі відсутності розрахункових ексцентриситетів елемент прямокутного перерізу з симетричним армуванням стержнями зі сталі класів А-I, А-II та А-III з важкого бетону класів B15...B40 при $l_0 \leq 20h$ розраховують за умовою

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (7.50)$$

де N — розрахункове поздовжнє зусилля; φ — коефіцієнт, який визначають за формулою

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s, \quad (7.51)$$

але приймають не більшим за φ_{sb} ; у формулі (7.51) φ_b та φ_{sb} — кое-

фіцієнти, які визначають за табл. 7.1;

$$\alpha_s = \frac{R_{sc} A_{s,tot}}{R_b A};$$

$A_{s,tot}$ — площа всієї арматури в перерізі елемента; A — площа перерізу елемента.

При $\alpha_s > 0,5$ можна не користуватися формулою (7.51), прийнявши $\varphi = \varphi_{sb}$.

Міцність центрально стиснутого елемента при відомих розмірах поперечного перерізу, армуванні, матеріалах і навантаженні перевіряють за формулою (7.50). При цьому коефіцієнт φ визначають за формулою (7.51).

Таблиця 7.1. Коефіцієнти φ_b та φ_{sb}

Бетон	$\frac{N_l}{N}$	Значення l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20

Коефіцієнт φ_b

Важкий (звичайний) дрібнозернистий	0	0,93	0,91	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,80	0,73	0,65
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
Легкий	0	0,93	0,91	0,89	0,85	0,80	0,78	0,74	0,70
	0,5	0,92	0,90	0,88	0,84	0,77	0,72	0,68	0,60
	1	0,92	0,90	0,87	0,81	0,74	0,67	0,60	0,51

Коефіцієнт φ_{sb}

При $a = a' < 0,15h$ і відсутності проміжних стержнів або коли площа перерізу цих стержнів менша за $A_{sm} < A_{s,tot}/3$

Важкий (звичайний) дрібнозернистий	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
	0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
	1	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70
Легкий	0	0,93	0,91	0,89	0,85	0,83	0,79	0,75	0,71
	0,5	0,92	0,91	0,89	0,84	0,78	0,76	0,72	0,67
	1	0,92	0,90	0,88	0,83	0,77	0,74	0,68	0,62

При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ або коли площа перерізу проміжних стержнів дорівнює чи більша за $A_{sm} \geq A_{s,tot}/3$ незалежно від величини a .

Важкий (звичайний) дрібнозернистий	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58
Легкий	0	0,92	0,91	0,89	0,84	0,79	0,75	0,71	0,66
	0,5	0,92	0,90	0,88	0,83	0,77	0,71	0,68	0,60
	1	0,92	0,90	0,87	0,81	0,74	0,68	0,61	0,52

Примітка. N_l — поздовжня сила від дії постійних і довгочасних навантажень; N — поздовжня сила від дії всіх навантажень (постійних, довго- і короткочасних).

Якщо задано розміри поперечного перерізу, площу перерізу арматури визначають із рівняння (7.50) методом послідовних наближень

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}}. \quad (7.52)$$

Якщо відомі навантаження, розрахункова довжина і міцнісні характеристики матеріалу, задаються значення $\varphi = \eta = 1$, $A_s + A'_s = \mu A = 0,01A$ і з рівняння (7.50) обчислюють площу стиснутого елемента

$$A = \frac{N}{\varphi (R_b + \mu R_{sc})}. \quad (7.53)$$

Розміри поперечного перерізу стиснутого елемента призначають з урахуванням уніфікації. Далі за відношенням l_0/h обчислюють $A_{s,tot}$ за формулою (7.52).

Якщо прийняте значення μ % не узгоджується з умовою $\mu_{\min} \% \leq \mu \% \leq \mu_{\max} \%$, де $\mu_{\max} = 3$ %, то розміри поперечного перерізу елемента змінюють і повторно обчислюють величину φ та $A_{s,tot}$. Оптимальні значення армування: $\mu = 1...2$ %. Порядок визначення площі арматури в цьому випадку наведено у схемі алгоритму 7.2.

Приклад 7.2. Визначити площу перерізу арматури стиснутого елемента при випадкових ексцентриситетах.

Вихідні дані. $N = 1500$ кН; $N_I = 1000$ кН; $e_0 = e_a$; $b = 400$ мм; $h = 400$ мм; $A = 160\,000$ мм²; бетон важкий класу В15: $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,7$ МПа (табл.2.1); арматура зі сталі класу А-II; $R_{sc} = 280$ МПа (табл. 2.2); $l_0 = 6400$ мм.

Розрахунок виконуємо за схемою алгоритму 7.2.

1. $l_0/h = 6400/400 = 16 < 20$.
2. $N_I/N = 1000/1500 = 0,667$.
3. При $l_0/h = 16$ і $N_I/N = 0,667$ $\varphi_b = 0,78$ (табл. 7.1).
4. Приймаємо $\mu = 1$ % і $A_{sm} < A_{s,tot}/3$.
5. При $l_0/c = 16$ $N_I/N = 0,667$ і $A_{sm} < \frac{A_{s,tot}}{3}$ $\varphi_{sb} = 0,837$.
6. $\alpha_s = \frac{280 \cdot 0,01}{7,7} = 0,364$.
7. $\varphi_1 = 0,78 + 2(0,837 - 0,78) \cdot 0,364 = 0,821$.
8. $\varphi_1 = 0,821 < \varphi_{sb} = 0,837$.
9. $\varphi = \varphi_1 = 0,821$.
10. $A_{s,tot} = \frac{1\,500\,000}{0,821 \cdot 280} - 160\,000 \frac{7,7}{280} = 2125$ мм².
11. $\mu = \frac{2135}{160\,000} = 0,013 > \mu_1 + 0,002 = 0,01 + 0,002 = 0,012$.
12. Приймаємо армування 8Ø20А-II, $A_{s,tot} = 2515$ мм².
13. При розміщенні двох стержнів паралельно розглядуваній площині $A_{sm} = 628$ мм² $< A_{s,tot}/3 = 2521/3 = 838$ мм².

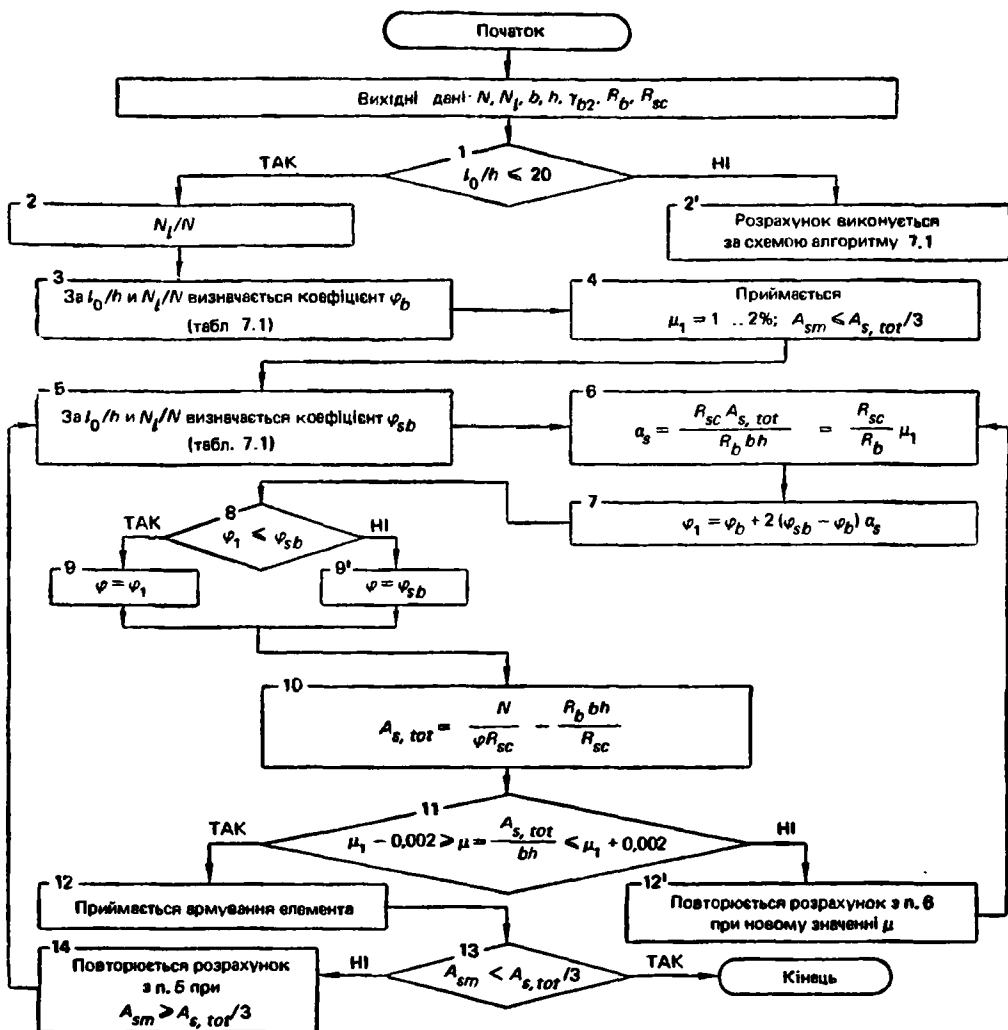


Схема алгоритму 7.2. Визначення площі перерізу арматури в стиснутих елементах прямокутного профілю при випадкових ексцентриситетах

7.3.4. Прямокутні перерізи з ненапруженою несиметричною арматурою. Міцність прямокутних перерізів з несиметричною арматурою без попереднього напруження, яка зосереджена біля стиснутої і розтягнутої (менш стиснутої) граней елемента (рис. 7.6), перевіряють, виходячи з умов (7.9) та (7.11):

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A' (h_0 - a'); \quad (7.54)$$

$$N \leq R_b b x + R_{sc} A_s - \sigma_s A'_s. \quad (7.55)$$

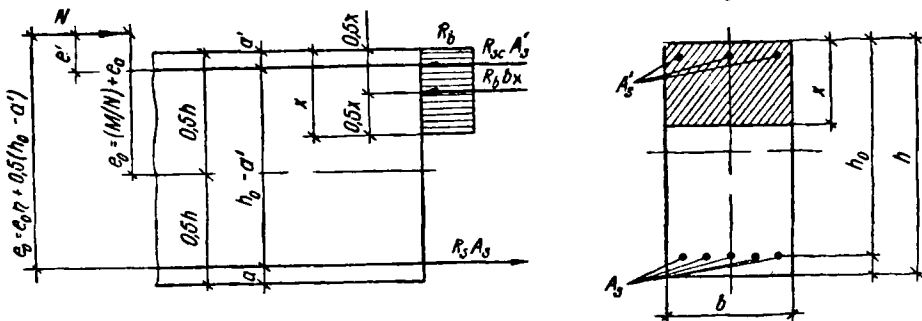


Рис. 7.6. Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі позациентрово стиснутого елемента при несиметричному армуванні

З умови (7.55) обчислюють висоту стиснутої зони

$$x = \frac{N - R_{sc}A'_s + \sigma_s A'_s}{R_b b}. \quad (7.56)$$

Відносну висоту зони ξ визначають аналогічно до розрахунку прямокутних перерізів з симетричною арматурою і для елементів з бетону класу В30 і нижче та арматури класів А-I, А-II та А-III, але замість формули (7.36) записують вираз

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + (\alpha_s + \alpha'_s) \xi_R + (\alpha_s - \alpha'_s)}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}, \quad (7.57)$$

де

$$\alpha'_s = \frac{R_{sc}A'_s}{R_b b h_0}. \quad (7.58)$$

Для елементів з бетонів класів, вищих за В30, замість формули (7.42) використовують вираз

$$\xi = -\frac{\alpha'_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha'_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n}{2}\right)^2 + \psi_c \alpha_s \omega}. \quad (7.59)$$

Найменшу суму площ перерізу стиснутої і розтягнутої арматури визначають з умов (7.54) та (7.55) при $R_s = R_{sc}$ аналогічно до елементів, що працюють на згинання, з подвійною арматурою (див. розд. 4), за формулами:

для елементів з бетону класів В30 і нижчих і арматури класів А-I, А-II та А-III

$$A_s = \frac{0,55 R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s; \quad (7.60)$$

$$A'_s = \frac{N e - 0,4 R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a)}; \quad (7.61)$$

для елементів з бетону класів, вищих за В30,

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s \quad (7.62)$$

$$A'_s = \frac{N e - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (7.63)$$

де α_R та ξ_R визначають за формулами (4.16) та (2.38) і приймають відповідно не більш як 0,4 та 0,55. Якщо за формулами (7.61) і (7.63) значення A_s буде мінусове, то переріз елемента повністю стиснутий (рис. 7.6). Тоді площу арматури A_s приймають мінімальною з конструктивних міркувань, додержуючи умови міцності повністю стиснутого перерізу,

$$N (h_0 - a' - e) = R_b b h \left(\frac{h}{2} - a' \right) + A_{s,\min} R_{sc} (h_0 - a'), \quad (7.64)$$

звідси значення мінімальної площі арматури

$$A'_{s,\min} = \frac{N (h_0 - a' - e) - R_b b h \left(\frac{h}{2} - a' \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (7.65)$$

При від'ємному значенні $A_{s,\min}$, обчисленому за формулою (7.65), площу перерізу арматури A'_s визначають з умови

$$A_s = \frac{(N - R_b b a') - \sqrt{(N - R_b b a')^2 - N (N - 2R_b b h_0 + 2R_b b e)}}{R_{sc}}. \quad (7.66)$$

Якщо значення $A_{s,\min}$ додатне, то обов'язково має бути додержана друга умова міцності повністю стиснутого перерізу:

$$N = R_b b h + A_{s,\min} R_{sc} + A'_s R_{sc}. \quad (7.67)$$

Тоді площа перерізу арматури

$$A'_s = \frac{N - R_b b h}{R_{sc}} - A_{s,\min}. \quad (7.68)$$

Якщо прийнята площа перерізу стиснутої арматури A'_s значно перевищує обчислену за формулами (7.60) та (7.61) (наприклад, при мінусовому значенні A'_s), то площа перерізу розтягнутої арматури зменшується з урахуванням фактичної площі арматури A'_s . У цьому випадку замість формули (7.65) записують

$$N = \xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - R_s A_s, \quad (7.69)$$

звідси

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N + R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (7.70)$$

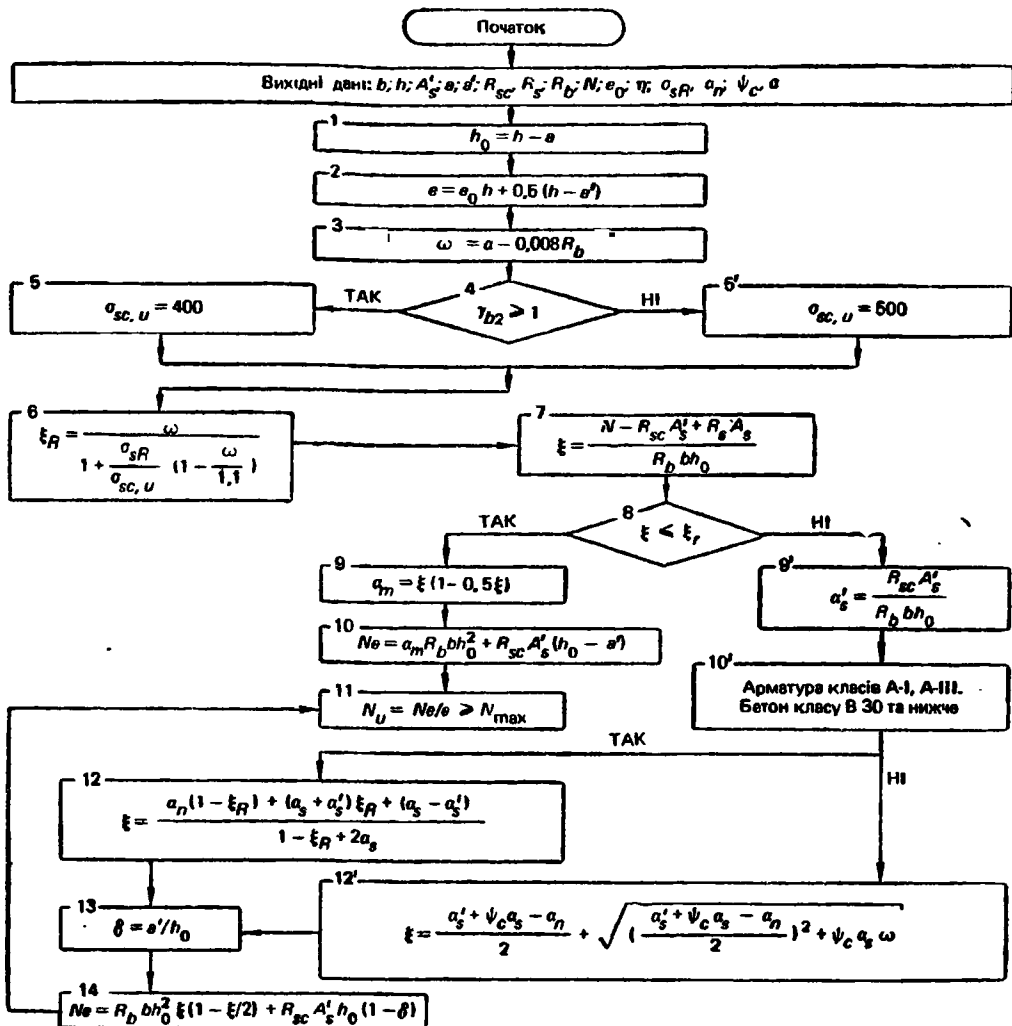


Схема алгоритму 7.3. Визначення несучої здатності позациентровано стиснутих елементів прямокутного профілю (несиметричне армування)

Тут величина ξ залежить від значення α_m з рівняння (7.54) з урахуванням фактичної площі арматури A'_s

$$\alpha_m = \frac{N_e - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_d b h_0^2}$$

Порядок визначення несучої здатності і площі перерізу з несиметричною арматурою наведено у схемах алгоритмів 7.3 та 21 в дод. 4 [7].

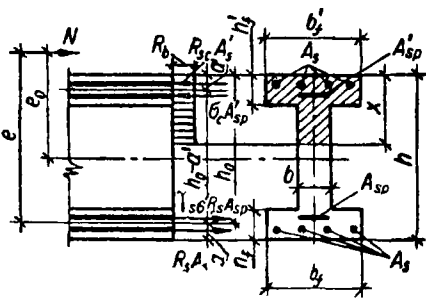


Рис. 7.7. Схема розподілу зусилля в двотавровому перерізі позакентрового стиснутого елемента

7.3.5. Двотаврові перерізи з симетричною арматурою. Такі перерізи властиві аркам, колонам, рамам та іншим елементам.

У розрахунках двотаврових перерізів із симетричною арматурою, зосередженою в полицях (рис 7.7), розрізняють два випадки: якщо межа стиснутої зони проходить у полиці, то переріз розраховують як прямокутний завширшки b_f , а якщо нейтральна вісь перетинає ребро, то враховують стискування в ребрі.

Отже, спочатку встановлюють межу стиснутої зони. У загальному випадку, тобто при наявності в перерізі напруженої та ненапруженої арматури і додержання умови

$$N \geq R_b b_f h_f' - \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_s A_s + \sigma_{sc} A_{sp}' \quad (7.71)$$

межа стиснутої зони лежить у ребрі.

Якщо $x > h_f'$, то міцність перерізу перевіряють з умови

$$Ne \geq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b A_{0v} (h_0 - 0,5h_f') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a') + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s'). \quad (7.72)$$

Висоту стиснутої зони визначають із залежностей:

при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$

$$N = R_b b x + R_b A_{0v} - A_{sp} (\gamma_{s6} R_s - \sigma_{sc}), \quad (7.73)$$

де

$$\alpha_{0v} = \frac{R_b A_{0v} - N + \sigma_{sc} A_{sp}}{R_b b h_0}; \quad (7.74)$$

$$\gamma_{s6} = \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1) \alpha_{0v} / \xi_R}{1 + 2(\eta - 1) (\xi + \alpha_{0v}) / \xi_R} \leq \eta; \quad (7.75)$$

при $N > R_b A_{0v}$ допускається γ_{s6} обчислювати за формулою (2.39), прийнявши $\xi = \xi_1$;

при $\xi > \xi_R$ і арматурі з умовною границею текучості

$$N = \left(R_b b h_0 + R_s A_{sp} \frac{1 - \beta}{\xi_{el} - \xi_R} \right) \xi - R_s A_{sp} \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{el}}{\xi_{el} - \xi_R} \right] + R_b A_{0v} + \sigma_{sc} A_{sp}', \quad (7.76)$$

де β та ξ_{el} обчислюються за формулами (7.21) та (7.24); A_{0v} — площа перерізу стиснутих звисів полиці,

$$A_{0v} = (b_f' - b) h_f'. \quad (7.77)$$

Якщо значення x , обчислене із залежності (7.76), буде більшим за $\xi_R h_0$, то в умову (7.72) підставляють значення x , обчислене за формулою (7.73) з урахуванням усієї арматури аналогічно до розрахунку, виконаного в п. 7.3.1 для прямокутного перерізу.

У цьому випадку висоту стиснутої зони визначають із умови

$$x = -t + \sqrt{t^2 + \frac{R_s \omega h_0 (A_{sp} + A_s)}{R_b b}}, \quad (7.78)$$

де

$$t = \frac{(\bar{R}_s - \sigma_{sp}) A_{sp} + \bar{R}_s A_s + \sigma_{sc} A'_{so} + R_{sc} A'_{sp} + R_b A_{ov} - N}{2R_b b}, \quad (7.79)$$

тут \bar{R}_s обчислюють за формулою (7.28).

В разі застосування напруженої арматури з фізичною границею текучості висоту стиснутої зони x при $\xi > \xi_R$ визначають за формулою (7.76). Якщо висота звисів полиці змінна, то значення приймають рівними середній висоті звисів.

Міцність двотаврового перерізу з ненапруженою симетричною арматурою, зосередженою в полицях, перевіряють у тому самому порядку.

Якщо додержано умови

$$N \leq R_b b' h_f', \quad (7.80)$$

то межа стиснутої зони лежить у полиці і розрахунок виконують як для прямокутного перерізу завширшки b_f' .

Якщо умови (7.78) не додержано (тобто межа стиснутої зони проходить у ребрі), то міцність перерізу перевіряють, виходячи з умови

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h_f') + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (7.81)$$

Висоту стиснутої зони визначають так:

при $\xi = x/h \leq \xi_R$ із залежності

$$N = R_b b x + R_b A_{ov}; \quad (7.82)$$

при $\xi > \xi_R$ з квадратного рівняння, виведеного аналогічно до введеного (7.41):

$$\xi^2 + (\alpha_s + \psi_c \alpha_s + \alpha_{ov} - \alpha_n) \xi - \psi_c \alpha_s \omega = 0, \quad (7.83)$$

де

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}; \quad \alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}; \quad \alpha_{ov} = \frac{A_{ov}}{b h_0}.$$

Потрібну кількість симетричної арматури визначають із умови (7.81) після заміни $x = \xi h_0$ і з урахуванням того, що для ненапруженої

ваної арматури А-I, А-II та А-III $R_{sc} = R_s$. Поділивши кожний член рівняння (7.81) на $R_b b h_0^2$ і позначивши

$$\alpha_{mI} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}; \quad (7.84)$$

$$\alpha_{m,0v} = \alpha_{0v} (1 - 1,5h_f/h_0), \quad (7.85)$$

мають

$$\alpha_{mI} = \xi (1 - 0,5\xi) + \alpha_{m,0v} + \frac{R_s A'_s (1 - \delta)}{R_b b h_0}. \quad (7.86)$$

Площу симетричної арматури визначають із залежності від відносної висоти стиснутої зони $\xi = \alpha_n - \alpha_{0v}$:

при $\xi \leq \xi_R$ із врахуванням залежності (7.85)

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{mI} - \xi (1 - 0,5\xi) - \alpha_{m,0v}}{1 - \delta}; \quad (7.87)$$

при $\xi > \xi_R$, підставляючи у формулу (7.87) замість $\xi \xi_t$:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{mI} - \xi (1 - 0,5\xi_t) - \alpha_{m,0v}}{1 - \delta}, \quad (7.88)$$

де відносну висоту стиснутої зони визначають із рівняння (7.83). Згідно з нормами [13] значення α_s у рівнянні (7.83) визначають із залежності

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{mI} - \xi (1 - 0,5\xi) - \alpha_{m,0v}}{1 - \delta}. \quad (7.89)$$

7.3.6. Кільцеві перерізи. Конструкції колон, опор ЛЕП, димарів часто мають кільцевий переріз. Ці елементи армують поздовжніми стержнями, розташованими по колу (рис. 7.8).

Розрахункові формули, наведені в нормах [13], виведено на підставі загальних передумов розрахунку елементів будь-якого симетричного профілю з урахуванням емпіричних коефіцієнтів

Міцність стиснутих елементів кільцевого перерізу при співвідношенні внутрішнього і зовнішнього радіусів $r_1/r_2 \geq 0,5$ у загальному випадку при наявності напруженої і ненапруженої арматури, рівномірно розподіленої по колу, коли число поздовжніх стержнів не менш як 6 (див. рис. 7.8), визначають із умови

$$Ne_0 \leq (R_b A r_m + R_{sc} A_{sp,tot} r_{sp} + R_{sc} A_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{sp,tot} \varphi_{sp} z_{sp} + R_s A_s A_{s,tot} \varphi_s z_s, \quad (7.90)$$

де r_m — півсума значень внутрішнього і зовнішнього радіусів перерізу, $r_m = 0,5 (r_1 + r_2)$; $A_{s,tot}$ — площа перерізу всієї ненапруженої арматури; r_{sp} та r_s —

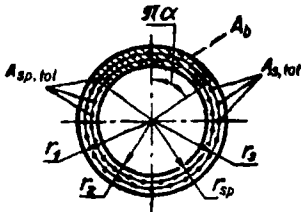


Рис. 7.8. Розрахункова схема кільцевого перерізу

радіуси кіл, що проходять через центри ваги стержнів відповідно площею $A_{sp,tot}$ та $A_{s,tot}$; ξ_{citr} — відносна площа стиснутої зони бетону, що визначається за формулою

$$\xi_{citr} = \frac{N + (\sigma_{sp} + \omega_p R_s) A_{sp,tot} + \omega_s R_s A_{s,tot}}{R_b A + (R_{sc} + \delta_{sp} \omega_p R_s) A_{sp,tot} + (R_{sc} + \delta_s \omega_s R_s) A_{s,tot}}, \quad (7.91)$$

де

$$\omega_p = \eta_r - \frac{\sigma_{sp}}{R_s}; \quad \omega_s = \eta_r;$$

$\eta_r = 1,1$ — для арматури з умовною границею текучості і $\eta_r = 1$ для арматури з фізичною границею текучості; σ_{sp} — попереднє напруження з урахуванням коефіцієнта $\gamma_{sp} > 1$;

$$\delta_{sp(s)} = 1,5 + 6R_s \cdot 10^{-4}; \quad (7.92)$$

z_{sp} та z_s — відстані від рівнодійної в напружуваній і ненапружуваній арматурі розтягнутої зони до центра перерізу, які визначають за формулою

$$z_{sp(s)} = (0,2 + 1,3\xi_{citr}) r_{sp(s)} \quad (7.93)$$

приймають не більш як $r_{sp(s)}$; φ_{sp} та φ_s — коефіцієнти, які приймають за

$$\varphi_{sp(s)} = \omega_{p(s)} (1 - \delta_{sp(s)} \xi_{citr}). \quad (7.94)$$

Якщо $\varphi_{sp} \leq 0$ або $\varphi_s \leq 0$, то значення ξ_{citr} знову обчислюють за формулою (7.91). При цьому відповідно приймають $A_{sp} = 0$ або $A_s = 0$.

Якщо $\xi_{citr} < 0,15$, то в умові (7.90)

$$\xi_{citr} = \frac{N + (\sigma_{sp} + \varphi_{sp} R_s) A_{sp,tot} + \varphi_s R_s A_{s,tot}}{R_b A + R_{sc} A_{sp,tot} + R_{sc} A_{s,tot}} \quad (7.95)$$

значення φ_{sp} , φ_s , z_{sp} та z_s обчислюють за формулами (7.93) та (7.94) при $\xi_{citr} = 0,15$.

При відсутності в перерізі напружуваної арматури міцність кільцевих перерізів перевіряють залежно від відносної площі стиснутої зони бетону

$$\xi_{citr} = \frac{N + R_s A_s}{R_b A + 2,7 R_s A_{s,tot}}; \quad (7.96)$$

при $0,15 < \xi_{citr} \leq 0,6$ з умови

$$N e_0 \leq (R_b A r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{citr}}{\pi} + R_s A_{s,tot} (1 - 1,7 \xi_{citr}) (0,2 + 1,3 \xi_{citr}); \quad (7.97)$$

при $\xi_{citr} < 0,15$ з умови

$$N e_0 \leq (R_b A r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{citr}}{\pi} + 0,295 R_s A_{s,tot} r_s, \quad (7.98)$$

де

$$\xi_{citr} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_b A + R_s A_{s,tot}}; \quad (7.99)$$

при $\xi_{cir} > 0,6$ з умови

$$Ne_0 \leq (R_b A r_m + R_s A_{s,tot}) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (7.100)$$

де

$$\xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A + R_s A_{s,tot}}. \quad (7.101)$$

Ексцентриситет поздовжньої сили N від відносного центра ваги перерізу e_0 визначають з урахуванням прогину елемента.

7.4. Розрахунок елементів, що працюють на косе позацентрове стискування

7.4.1. Основні положення. Перерізи на косе позацентрове стискування розраховують за формулами загального випадку розрахунку позацентрово стиснутих елементів (див. п. 7.2.3). Щоб визначити межу стиснутої зони, крім використання формул (7.11) та (7.14), потрібно, щоб точки прикладання зовнішньої поздовжньої сили, рівнодійної стискувальних зусиль у бетоні та арматурі і рівнодійної зусиль у розтягнутій арматурі були на одній прямій (див. рис. 7.4).

Якщо в перерізі виявляється характерна вісь (наприклад, вісь симетрії або вісь ребра Г-подібного перерізу), то при косому позацентровому стискуванні замість того, щоб додержувати зазначеної додаткової умови, рекомендується виконувати розрахунок згідно з умовою (7.9). Саме з цієї умови визначають e , S_b та S_{sl} відносно осі x , що проходить через найбільше розтягнутий стержень паралельно вказаній

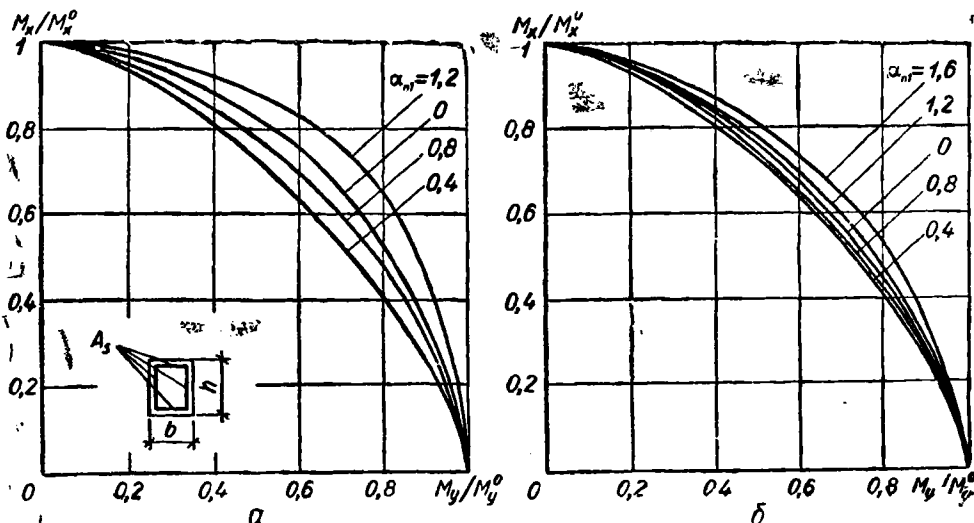


Рис. 7.9. Графіки для визначення несучої здатності елементів прямокутного перерізу з симетричною арматурою, які працюють на косе позацентрове стискування:

a — при $\alpha_s = 0,2$; b — при $\alpha_s = 0,1$

характерній осі, а також обчислюють величини e , S_b та S_{s1} відносно осі y , що перетинає під прямим кутом вісь x у центрі ваги найбільше розтягнутого стержня. При цьому положення прямої, яка обмежує стиснуту зону, добирають способом послідовних наближень з рівнянь (7.11)... (7.14) при куті нахилу цієї прямої γ , постійному і рівному куту нахилу нейтральної осі, який визначено як для пружного матеріалу.

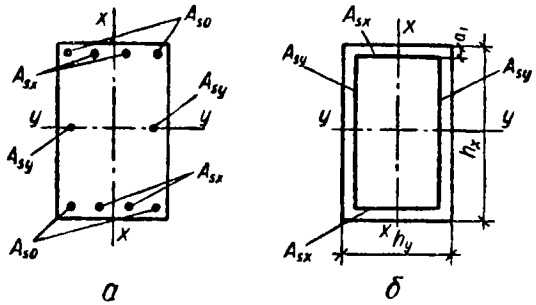


Рис. 7.10. Позначення, прийняті в розрахунку на косе позакентрове стиснення прямокутних перерізів із симетричною розташованою арматурою:

а — дискретно; б — рівномірно розподіленою

Якщо обох умов не додержано, то міцності не забезпечено і тоді збільшують армування, розміри перерізу або підвищують клас бетону. Коли ж виконється лише одна умова, то знову визначають положення стиснутої зони при іншому куті γ і повторюють розрахунок.

7.4.2. Прямокутні перерізи з симетричною арматурою. Елементи прямокутного перерізу з симетричною арматурою розраховують за допомогою графіків (рис. 7.9).

Міцність перерізу забезпечується, якщо точка з координатами M_x/M_x^0 та M_y/M_y^0 на графіку, який відповідає параметру

$$\alpha_s = \frac{R_s A_{s,tot}}{R_b b h}, \quad (7.102)$$

міститься всередині області, обмеженої кривою, описаною рівнянням

$$\alpha_{n1} = \frac{N}{R_b A} \quad (7.103)$$

і осями координат.

Тут M_x та M_y — згинальні моменти від зовнішнього навантаження відносно центра ваги перерізу, що діють відповідно у площинах симетрії x та y . Вплив прогину елемента враховують множенням моментів M_x та M_y на коефіцієнти η_x та η_y , які визначають із формули (7.2) відповідно для площин x та y , коли діє поздовжня сила N ; M_x^0 та M_y^0 — граничні згинальні моменти, які може сприймати переріз у площині симетрії x та y з урахуванням діючої поздовжньої сили, прикладеної в центрі ваги перерізу. Міцність у зазначених площинах визначають залежно від відносної висоти стиснутої зони

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{\alpha_{n1} + \alpha_l}{1 + \alpha_l/w}, \quad (7.104)$$

яку визначено з рівняння рівноваги (7.103) для відповідних площин симетрії x та y .

Дискретно розташовані стержні арматури (рис. 7.10, а) замінюють розподіленим армуванням (рис. 7.10, б).

При $\xi \leq \xi_R$ міцність перерізу перевіряють із умови

$$M_{xy}^0 \leq R_b b h^2 [0,5\xi(1 - \xi) + \alpha_l(\xi_1 - \delta_1)(1 - \xi_1 - \delta_1) - 0,05\alpha_t \xi^2 + \alpha_t(1 - 2\delta_1)], \quad (7.105)$$

$$\text{де } \xi_1 = \frac{\xi \omega}{\omega}; \quad \alpha_l = \frac{R_s A_{sy}}{R_b b h (0,5 - \delta_1)}; \quad \alpha_t = \frac{R_s A_{sx}}{R_b b h}; \quad \delta_1 = \frac{a_1}{h}; \quad (7.106)$$

тут A_{sy} та A_{sx} — площі арматури, розташованої біля граней, що нормальні до осей симетрії x та y і які визначають із формул

$$A_{sx} = A_{s1,x}(n_x + 1) + (2A_{s0} - A_{s1,x} - A_{s1,y}) \frac{\beta}{1 + \beta}; \quad (7.107)$$

$$A_{sy} = \frac{A_{s,tot}}{2} - A_{sx}, \quad (7.108)$$

де $A_{s1,x}$ та $A_{s1,y}$ — площі кожного з проміжних стержнів, розташованих біля граней, нормальних до осей симетрії x та y ; n_x — число проміжних стержнів A_{mx1} , розташованих на одній стороні стержня; A_{s0} — площа кутового стержня;

$$\beta = \frac{M_x}{M_y} \cdot \frac{h_y}{h_x}, \quad (7.109)$$

тут h_x та h_y — висоти перерізів при позацентровому стисканні відповідно в площинах x та y ; $A_{s,tot}$ — площа перерізу всієї поздовжньої арматури.

При $\xi > \xi_R$ міцність перерізу перевіряють із умови

$$M_{xy}^0 \leq R_b b h_0^2 \alpha_{mR} \cdot \frac{\alpha_{na} - \alpha_{n1}}{\alpha_{na} - \alpha_{nR}}, \quad (7.110)$$

де α_{na} — відносна величина поздовжньої сили при рівномірному стискуванні всього перерізу,

$$\alpha_{na} = 1 + \frac{R_s A_{s,tot}}{R_b b h}; \quad (7.111)$$

α_{mR} та α_{nR} — відносні величини відповідно згинального моменту і поздовжньої сили при висоті стиснутої зони $\xi_R h$:

$$\alpha_{mR} = 0,5\xi_R(1 - \xi_R) + \alpha_l(\xi_{1R} - \delta_1)(1 - \xi_{1R} - \delta_1) - 0,05\alpha_t \xi_{1R}^2 + \alpha_t(1 - 2\delta_1); \quad (7.112)$$

$$\alpha_{nR} = \xi_R + \alpha_l(2\xi_{1R} - 1); \quad (7.113)$$

$$\xi_{1R} = \xi_R / \omega. \quad (7.114)$$

Відомості щодо розрахунку і конструювання двотаврових та кільцевих перерізів і елементів, що працюють на косе позацентрове стискання, наведено також у навчальній [2], нормативній [19, 20], довідковій [34, 35, 36] та спеціальній [54, 55] літературі. Приклади розрахунку наведено в [18, 19, 20, 35].

7.5. Стиснуті елементи, підсилені непрямым армуванням

7.5.1. Конструктивні особливості. Врахування впливу прогину.
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 або зварними кільцями (рис. 7.11). В елементах прямокутного перерізу використовують об'ємне непряме армування щільно розташованими поперечними сітками (рис. 7.11). Непряме армування поперечними сітками застосовують і для підсилення залізобетонних збірних колон поблизу стиків (див. рис. 12.69), а також у місцях опор і в зоні анкерування попередньо напруженої арматури (див. рис. 4.6).

У межах ядра, вміщеного всередині спіралі або контуру зварної сітки, спостерігається підвищений опір бетону. Це пояснюється тим, що непряма арматура стримує поперечні деформації бетону, що виникають під час поздовжнього стискування. В результаті цього підвищується опір стисканню навіть після утворення перших поздовжніх тріщин. Таке армування сприяє посиленню опору зовнішнім діям навіть після відшарування захисного шару бетону. Міцність елемента вичерпується, коли напруження в поперечній арматурі досягають границі текучості. Поздовжні деформації елементів великі і зростають із збільшенням поперечного армування. Це дає можливість застосовувати поздовжню арматуру зі сталей високої міцності (класів А-IV, А-V, А-VI, А-VII замість А-II, А-III, як звичайно).

Для непрямого армування застосовують арматурну сталь класів А-I, А-II, А-III, А-IIIс та Вр-I діаметром не більш як 14 мм. У колонах та палях сітками і спіралями (кільцями) охоплюють усю робочу поздовжню арматуру. Відстань між витками спіралі або кільцями в осях має бути не менш як 40 мм, не

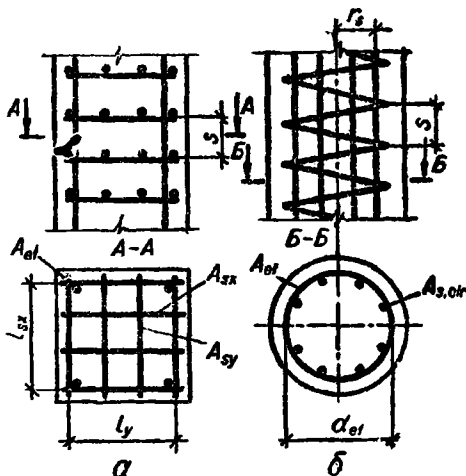


Рис. 7.11. Стиснуті елементи з непрямым армуванням:

а — зварними сітками. б — спіральною арматурою

більш як $1/5$ діаметра елемента і не більш як 100 мм; діаметр навивки спіралей або діаметр кілець слід приймати не менш як 200 мм.

Сітки непрямого армування бувають зварні зі стержнів, що перетинаються, або у вигляді гребінок (див. рис. 4.6). В обох випадках має забезпечуватись спільна робота стержнів сітки з бетоном.

В 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 в 1,5 раза; крок сіток (відстань між сітками в осях стержнів одного напрямку) 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 елемента.

В разі підсилення кінцевих ділянок позацентрово стиснутих елементів біля торця елемента встановлюють не менш як чотири зварні сітки, розташовані на довжині (рахуючи від торця елемента) не менш як: $20d$, якщо поздовжню арматуру виконано з гладких стержнів, і $10d$ при стержнях періодичного профілю (d — найбільший діаметр поздовжньої арматури).

В розрахунках елементів з непрямым армуванням за недеформованою схемою вплив прогину елемента на ексцентриситет поздовжньої сили беруть до уваги згідно з п. 7.2.2. При цьому величину N_{cr} , визначену за формулою (7.23), множать на коефіцієнт

$$\varphi_1 = 0,25 + 0,05 \frac{l_0}{c_{ef}} \leq 1, \quad (7.115)$$

а значення $\delta_{e,\min}$ обчислюють за формулою

$$\delta_{e,\min} = 0,5 + 0,01 \frac{l_0}{c_{ef}} \left(1 - 0,1 \frac{l_0}{c_{ef}} \right) - 0,01 R_b, \quad (7.116)$$

де c_{ef} — висота бетонного ядра перерізу (для круглих перерізів d_{ef}). Крім того, обчислюючи N_{cr} , розміри перерізу приймають за ядром бетонного перерізу.

Гнучкість l_0/i_{ef} елементів з непрямым армуванням має не перевищувати: при непрямому армуванні сітками — 55 (для прямокутних перерізів — $l_0/h_{ef} \leq 16$); в разі непрямого армування спіраллю — 35 (для круглих перерізів — $l_0/d_{ef} \leq 9$), де i_{ef} , h_{ef} та d_{ef} — відповідно радіус інерції, висота та діаметр частини перерізу, яку вводять у розрахунок.

7.5.2. Розрахунок міцності елементів. Стиснуті елементи з прямою арматурою розраховують за перерізом, який обмежено осями крайніх стержнів поперечної арматури (ядро перерізу) із заміною R_b зведеною міцністю $R_{b,rea}$.

Значення $R_{b,red}$ визначають з емпіричних залежностей: при зварних поперечних сітках (рис. 7.11, а)

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy}, \quad (7.117)$$

де φ — коефіцієнт ефективності непрямого армування,

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (7.118)$$

де, в свою чергу,

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{R_b + 10}; \quad (7.119)$$

μ_{xy} — коефіцієнт непрямого армування сітками,

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{s,x} l_x + n_y A_{s,y} l_y}{A_{ef} s}, \quad (7.120)$$

тут n_x , $A_{s,x}$ та l_x — відповідно число стержнів, площа поперечного перерізу і довжина стержня сітки в одному напрямі (рахуючи в осях крайніх стержнів); n_y , $A_{s,y}$ та l_y — те саме, в іншому напрямі; A_{ef} — площа ядра бетонного перерізу, вміщеного всередині контуру сіток (рахуючи в осях крайніх стержнів); s — відстань між сітками; $R_{s,xy}$ — розрахунковий опір арматури сіток;

при спіральній і кільцевій арматурі (рис. 7.11, б)

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir} \left(1 - \frac{7,5e_0}{d_{ef}}\right), \quad (7.121)$$

де μ_{cir} — коефіцієнт непрямого спірального (кільцями) армування,

$$\mu_{cir} = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef} s}, \quad (7.122)$$

тут $A_{s,cir}$ — площа перерізу спіральної (кільцевої) арматури; d_{ef} — діаметр ядра бетонного перерізу; s — крок навивки спіралі або відстань між кільцями; $R_{s,cir}$ — розрахунковий опір арматури спіралі (кільця).

Граничне значення ξ_R обчислюють за формулою (2.37), де ω визначають, взявши до уваги вплив непрямого армування, з експериментальної залежності

$$\xi_0 = \alpha - \beta R_b + \delta_2 \leq 0,9. \quad (7.123)$$

Тут δ_2 — коефіцієнт, який приймають 10μ при армуванні відповідно поперечними сітками чи спіральною арматурою, але не більш як 0,15.

Непряме армування враховують при гнучкості $l_0/i_{ef} \leq 35$ (для прямокутних перерізів при $l_0/c_{ef} \leq 10$, де i_{ef} та c_{ef} — радіус інерції та висота ядра перерізу), а також за умови, що несуча здатність елемента, обчислена з урахуванням A_{ef} та $R_{b,red}$ за формулою (7.117) чи

(7.121), перевищує його несучу здатність, встановлену за повним перерізом і розрахунковим опором бетону R_b (без урахування непрямої арматури).

Для позacentрово стиснутих елементів з непрямым армуванням поряд з розрахунком на міцність треба робити розрахунок, який гарантує тріщиностійкість захисного шару бетону. Його виконують за експлуатаційними значеннями розрахункових навантажень ($\gamma_i = 1$), взявши до уваги всю площу перерізу бетону і розрахункові опори $R_{b,ser}$ та $R_{s,ser}$ для граничних станів другої групи і розрахункові опори арматури стисканню, які дорівнюють значенню $R_{s,ser}$, але не більш як 400 МПа.

Обчислюючи значення ξ_R , у формулах (2.38) та (7.14) приймають $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа, а в формулі (2.31) коефіцієнт $\omega = 0,008$ замінюють на $\omega = 0,006$.

Приклади розрахунку і конструювання елементів, підсилених непрямым армуванням, наведено в літературі [6, 7, 19, 36, 57].

7.6. Стиснуті елементи з жорсткою арматурою

7.6.1. Конструктивні особливості. Жорстку арматуру використовують у монолітних залізобетонних конструкціях, щоб не робити складних рихтувань, споруджуючи каркаси будівель підвищеної етажності та інші висотні об'єкти. Тоді жорстка арматура в процесі будівництва сприймає навантаження від опалубки свіжого укладеного бетону і монтажних пристроїв. Після того, як бетон досягне проектної міцності, жорстка арматура бере участь у спільній роботі перерізу залізобетонної конструкції.

Застосовувати жорстку арматуру найраціональніше в конструкціях, вага яких не перевищує 25 % повного навантаження, оскільки в цьому випадку сталь не перевитрачається.

За жорстку арматуру може правити прокатна сталь двотаврового, швелерного чи кутикового профілю або зварні елементи з листової, штабової чи круглої сталі.

Способи армування жорсткої арматури наведено на рис. 7.12. Прокатні профілі жорсткої арматури по висоті конструкції з'єднують горизонтально чи похило розташованими планками. Найбільше допустиме насичення арматурою 15 %. При більшому насиченні можливе відшарування бетону. Винятком є ядрове армування, при якому площа поздовжньої і гнучкої арматури може досягати 25 %. При більшому проценті армування бетон не бере участі в роботі перерізу елемента і є захисною оболонкою. Жорстку арматуру типу осердя, а також хрестового, хрестово-діагонального і коробчастого перерізів рекомендується застосовувати при малих ексцентриситетах.

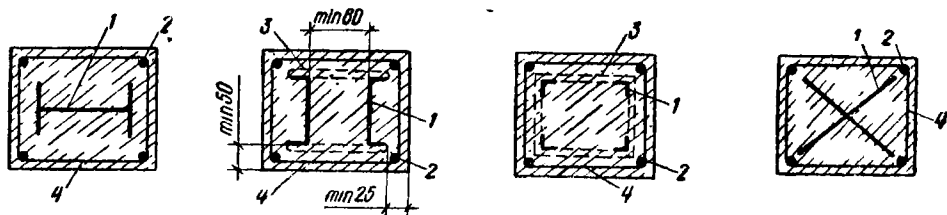


Рис. 7.12. Перерізи колон з жорсткою арматурою:

1 — арматура жорстка, 2 — те саме, гнучка; 3 — планка; 4 — хомут

Гнучку арматуру рекомендується встановлювати в усіх випадках. Діаметр поздовжніх гнучких стержнів монолітних конструкцій приймають не меншим за 12 і не більшим за 40 мм. Їх зв'язують арматурою. Діаметр хомутів приймають не меншим за 8 мм, крок їх — на більшим від половини меншого розміру перерізу і на більшим за 200 мм. Хомути приварюють до поздовжньої гнучкої арматури. Клас бетону приймають не нижчий за В15. Захисний шар бетону для жорсткої арматури має бути не менш як 50 мм. Відстань у просвіті між окремими вітками жорсткої, а також між окремими стержнями гнучкої арматури призначають, виходячи з вимог укладання та ущільнення бетонної суміші.

7.6.2. Основні положення розрахунку. Врахування поздовжнього вигину. Монолітні конструкції з жорсткою арматурою розраховують у таких стадіях роботи:

до набуття бетоном кубикової міцності 10 МПа — як металеві конструкції на дію транспортних та монтажних навантажень, від монолітного бетону та інших навантажень, що виникають у процесі зведення будівлі чи споруди;

після досягнення бетоном проектної міцності — як залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою на повне навантаження.

У розрахунку на міцність залізобетонних елементів приймають, що попереднє завантаження жорсткої арматури до бетонування в процесі зведення будівлі не знижує міцності залізобетонного елемента.

Вплив випадкового ексцентриситету і прогину елемента враховують, як і для стиснутих елементів з гнучкою арматурою (див. п. 7.2.2). Обчислюючи критичну силу, враховують

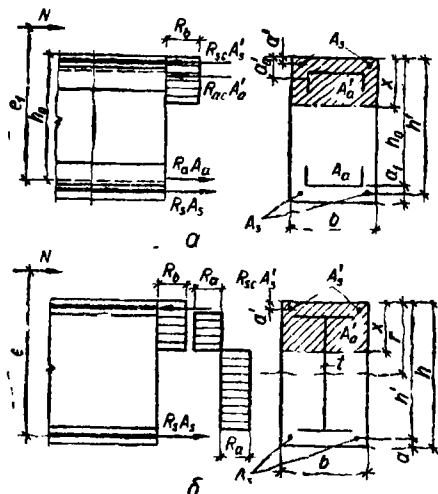


Рис. 7.13. Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі стиснутого елемента: а — з жорсткою і гнучкою арматурою зосередженою біля розтягнутої і стиснутої граней; б — з жорсткою арматурою у вигляді симетричного профілю, стінка якого розташована паралельно площині дії згинального елемента

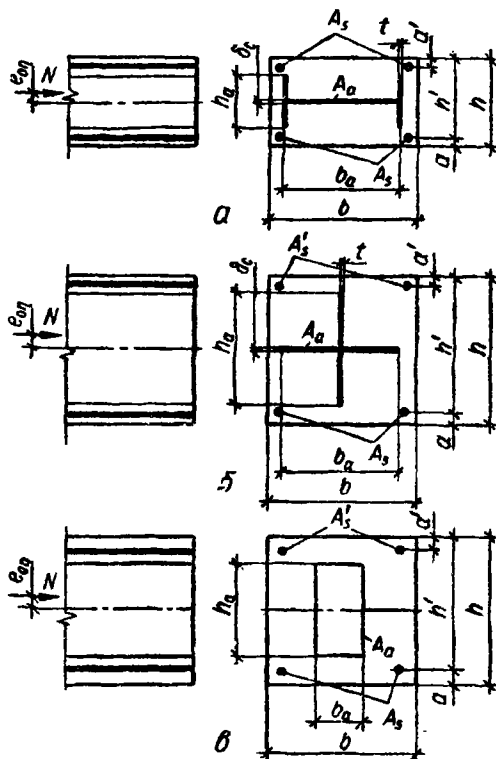


Рис. 7.14. Прямокутні перерізи з жорсткою арматурою:

а — з профілю, стінка якого розташована перпендикулярно до площини дії згинального моменту; б — хрестового перерізу, а — у вигляді осердя із штаби або з пакету штаб (ядрове армування)

жорстку арматуру:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{I_0^2} \left[\frac{I}{\Phi l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_s} + 0,1 \right) + \alpha_a I_a + \alpha_s I_s \right], \quad (7.124)$$

де I — момент інерції бетонного перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги зведеного перерізу і нормальна до площини розрахункового ексцентриситета без урахування бетону, витісненого арматурою; I_a — момент інерції жорсткої арматури тієї самої осі; I_s — момент інерції арматурного каркаса відносно тієї ж осі;

$$\alpha_a = E_a/E_b; \quad \alpha_s = E_s/E_b. \quad (7.125)$$

Решта позначень у формулі (7.124) відповідає позначенням формули (7.3).

7.6.3. Розрахунок прямокутних перерізів при дії поздовжньої сили у площині симетрії. Відповідно до рекомендацій [13] міцність перерізів стиснутих елементів з жорсткою і гнучкою арматурою, зосередженою біля розтягнутої (чи менш стиснутої) і біля стиснутої граней (рис. 7.13, а), перевіряють із умови

$$Ne_1 \leq R_b b h (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + (R_{ac} - R_b) A'_a (h_0 - a'_a), \quad (7.126)$$

де e_1 — ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно рівнодійної зусиль у розтягнутій жорсткій та гнучкій арматурах; a'_a — відстань від центра ваги стиснутої жорсткої арматури до стиснутої грані елемента.

Висоту стиснутої зони x визначають із залежності

$$N = R_b b h + R_{sc} A'_s - (R_{ac} - R_b) A_a^1 - R_a A_a - R_s A_s. \quad (7.127)$$

При $x > \xi_R/h_0$ і класі бетону В30 і нижче висоту стиснутої зони рекомендується обчислювати за формулою

$$x = \frac{|N - (R_{ac} - R_b) A_a - R_{sc} A'_s| (1 - \xi_R) + (R_a A_a + R_s A_s) (1 + \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + 2 (R_a A_a + R_s A_s)}, \quad (7.128)$$

де

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\bar{R}_s}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (7.129)$$

\bar{R}_s — найбільша з величин розрахункових опорів гнучкої чи жорсткої арматури; решта позначень — ті самі, що й у формулі (2.31).

Міцність прямокутних перерізів елементів з жорсткою арматурою з симетричних профілів, стінки яких розташовані паралельно площині дії згинального моменту, а полиці і гнучка арматура — біля граней елемента (рис. 7.13, б), розраховують залежно від висоти стиснутої зони x , яку визначають із рівняння

$$N = (R_b + 2R_a \delta_c) x + R_{sc} A'_s - 2R_a \delta_c r - R_{sc} A'_s - R_a A'_a. \quad (7.130)$$

При $a'_1 < x < \varepsilon_R h_0$ міцність перерізу елемента перевіряють з умови

$$Ne \leq R_b b x (h' - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h' - a') + R_a \left[W_{pr} - \delta_c (r - x) (2h' - r - x) - R_b \frac{W_{pl}}{2} \right]. \quad (7.131)$$

У розрахунках перерізів елементів із жорсткою арматурою з низьколегованої сталі у формули (7.130) та (7.131) вводять коефіцієнт умов роботи 0,9.

Несиметричний профіль жорсткої арматури заміняють на симетричний, а надмір площі розглядають як гнучку арматуру.

Міцність позацентрово стиснутих елементів прямокутних перерізів з арматурою з профілів, розташованих у центральній зоні (рис. 7.14), при застосуванні симетричної жорсткої та гнучкої арматури визначають за формулою

$$N \leq \frac{\varphi N_u}{1 + \frac{e_0 \eta h}{2,5 i_{red}^2}}, \quad (7.132)$$

де

$$N_u = R_b b h - (R_a + R_b) A_a + R_{sc} A_s, \quad (7.133)$$

тут $\varphi = 1$ — при жорсткій арматурі зі сталі класу С46/33; $\varphi = 1,1$ — при жорсткій арматурі із сталі класу С38/23.

При цьому відношення $h_a/h \geq 0,3$, за винятком жорсткої арматури з профілю, стінка якого розташована перпендикулярно до площини дії згинального моменту, де це відношення має бути не менш як 0,2.

Крім того, має виконуватись умова

$$\frac{e_0 \eta h}{i_{red}^2} \leq \varphi, \quad (7.134)$$

де $\varphi = 2$ — при жорсткій арматурі у вигляді осердя (рис. 7.14, в), $\varphi = 3$ — в решті випадків (рис. 7.14, а та б).

7.7. Розрахунок за граничними станами другої групи

7.7.1. Розрахунок на утворення і розкриття тріщин. Тріщиностійкість нормальних і похилих до поздовжньої осі елемента перерізів позацентрово стиснутих елементів перевіряють за формулами для елементів, що працюють на згинання (див. розд. 6). При цьому в формулі (6.18) згідно з рис. 7.15, а приймають

$$M_r = N (e_0 - r), \quad (7.135)$$

де r визначають за формулою (6.20).

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, в позацентрово стиснутих елементах обчислюють за формулою (6.62). У цьому випадку приріст напружень у розтягнутій арматурі попередньо напружених елементів у стадіях транспортування, зведення та експлуатації (рис. 7.15, б) обчислюють за формулою

$$\sigma_s = \frac{N (e_s - z) - P_2 (z - e_{sp})}{(A_p + A_s) z}, \quad (7.136)$$

де e_s — відстань від точки прикладання поздовжньої сили до центра ваги площі перерізу арматури A_s та A_{sp} . Решта позначень у формулі (7.136) аналогічні до наведених у п. 6.4.4.

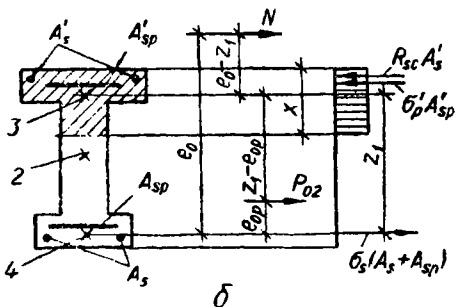
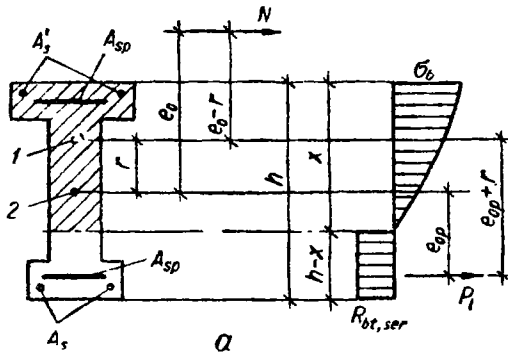


Рис. 7.15. Схеми розподілу зусиль та епюри напружень у поперечному перерізі елемента при позацентровому стисненні:

а — в разі розрахунку його на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента; б — в разі розрахунку його на ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента; 1 — ядрова точка. 2 — центр ваги зведеного перерізу; 3 — точка прикладання зусиль у стиснутій зоні; 4 — центр ваги арматури

тріщин, його визначають за формулою (7.136): при цьому

$$M = M_{crc}; \quad N = N_{crc} = N (M_{crc}/M_r).$$

При $M_r > M_{crc}$ і $P_2 > 350 (A_{sp} + A_s)$

$$\sigma_s = \varphi_{crc} \frac{M_s}{(A_{sp} + A_s) h_0}, \quad (7.139)$$

де $M_s = Ne_s + P_2 e_{sp}$; φ_{crc} — за табл. 40 [20].

7.7.2. Розрахунок за деформаціями. На ділянках, де тріщини, нормальні до поздовжньої осі, не утворюються, деформації позацентрово стиснутих елементів визначають за формулами для розрахунку елементів, що працюють на згинання, які наведено в п. 6.6.2. У зонах, де такі тріщини утворюються, деформації розраховують для елементів з тріщинами, що працюють на згинання. У цьому випадку кривизну

Для позацентрово стиснутих ненапружених елементів напруження в стержнях крайнього ряду арматури визначають за формулою

$$\sigma_s = \frac{N (e_s - z)}{A_s z}, \quad (7.137)$$

де z — відстань від центра ваги площі перерізу арматури A_s до точки прикладання рівнодійної зусиль у стиснутій зоні перерізу під тріщиною, яку визначають з формули (6.54) і приймають не більш як $0,97e_s$.

Якщо $M_r < M_{crc}$ (тут M_r визначають із формули (7.135) від постійних і довгочасних навантажень), але під дією повного навантаження тріщини все-таки утворюються, то величину σ_s визначають за формулою

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} \frac{M_r - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}}, \quad (7.138)$$

де $\sigma_{s,crc}$ — напруження в арматурі під дією навантаження, що відповідає моменту утворення

елемента визначають за формулою (6.80), момент M_s обчислюють із залежності

$$M_s = Ne_s + Pe_{sp}, \quad (7.140)$$

а рівнодійні поздовжньої сили N і зусилля обтискування — за формулою

$$N_c = P + N. \quad (7.141)$$

Величину $e_{s, tot} = N_s/N_{tot}$ для позацентрово стиснутих елементів приймають не менш як $0,5h_0$, а значення z , обчислюване за формулою (6.54), — не більш як $0,97e_s$.

7.8. Утворення тріщин у стиснутих елементах при повторних навантаженнях

7.8.1. Основні положення. Усі навантаження, що діють на споруду протягом тривалого періоду її експлуатації, поділяють на постійні та змінні.

До постійних належать навантаження від ваги конструкцій, постійно встановленого устаткування, а також у деяких випадках інші навантаження. Решта навантажень та дій — змінні, які повільно змінюються в часі.

В разі повного чи часткового розвантаження конструкції (циклічних навантажень) в армованій стиснутій зоні бетону можуть виникнути розтягувальні напруження, які спричиняють утворення поперечних тріщин, що значно знижує довговічність споруди. Поява поперечних тріщин у бетоні залізобетонних елементів, коли повністю знято навантаження, пояснюється тим, що внаслідок повзучості бетон стиснутої зони армованого елемента значною мірою розвантажується (іноді до 30%), тимчасом як арматура починає сприймати більшу частину зусилля (в результаті перерозподілу напружень) і зазнає високих стискувальних напружень. При періодичному зніманні навантаження арматура пружно видовжується, створюючи в бетоні тим більші розтягувальні напруження, чим більший процент армування. В таких умовах працюють колони, стіни і динща резервуарів, бункерів та силосів, які за технологією виробництва періодично розвантажують, стояки та рами навантажувальних естакад, де вага конструкцій незначна порівняно з вагою завантаженого матеріалу.

З урахуванням особливостей роботи в зазначених конструкціях обмежується процент армування, а коли не можна обмежити його щодо міцності елемента на стискання, застосовують попереднє напружування. У цьому випадку арматура сприймає розтягування від моментів, а бетон елемента завжди стиснутий по всьому перерізу.

7.8.2 Граничне армування з умови тріщиностійкості. Як показали дослідження, граничне армування стиснутого елемента, при якому поперечні тріщини після повного розвантаження не утворюються, залежить від міцності бетону на стискання R_b та розтягання R_{bt} , початкових модулів пружності бетону E_b та арматури E_s , а також від характеристики повзучості бетону $\varphi(t)$, яку визначають за формулою (1.3), і початкових напружень у бетоні $\eta_0 = \sigma_{b0}/R_b$.

Значення характеристики повзучості при періодичних навантаженнях менше, ніж при постійному навантаженні, і, згідно з останніми експериментальними даними, його можна визначати з формули

$$\tilde{\varphi}(t, n) = c(n) \varphi(t), \quad (7.142)$$

де $c(n)$ — функція впливу періодичного завантаження на повзучість бетону, яка валежить від режиму зміни навантаження і числа циклів; $\varphi(t)$ — характеристика повзучості для сталого навантаження.

За дослідними даними, граничне значення характеристики повзучості φ ($t = \infty$) при повних періодичних розвантаженнях становить $0,8\varphi$ ($t = \infty$).

Визначаючи граничний процент армування, виходять з того, що бетон і арматура працюють спільно під час навантаження і розвантаження; модуль пружності бетону не змінюється в часі і однаковий під час стискання і розтягання; розвантаження відбувається досить швидко, так що деформації пружної післядії бетону в інтервалі розвантаження не встигають проявитися.

Початкові напруження в бетону та арматурі у момент першого завантаження елемента визначають із залежностей

$$\sigma_{b0} = \epsilon_0 E_b; \quad \sigma_{s0} = \epsilon_0 E_s, \quad (7.143)$$

де ϵ_0 — пружні деформації залізобетонного елемента в момент завантаження.

Напруження в арматурі на момент часу t в результаті перерозподілу напружень внаслідок повзучості бетону будуть

$$\sigma_s(t) = \sigma_{s0} H_s(t), \quad (7.144)$$

де $H_s(t)$ — функція зміни (збільшення) напружень в арматурі в часі,

Таким чином, приріст напружень в арматурі на момент часу t

$$\Delta\sigma_s(t) = \sigma_{s0} H_s(t) - \sigma_{s0} = \sigma_{s0} (H_s(t) - 1). \quad (7.145)$$

Отже, щоб при повному розвантаженні елемента поперечні тріщини не утворювались, зусилля від пружного видовження арматури мають не перевищувати внутрішніх зусиль розтягання, які сприймає бетон:

$$\Delta\sigma_s(t) A_s \leq A_b R_{bt,ser}. \quad (7.146)$$

Підставивши вираз (7.145) у формулу (7.146), матимемо

$$\sigma_{s0} A_s (H_s(t) - 1) \leq R_{bt,ser} A_b, \quad (7.147)$$

або

$$\sigma_{s0} (H_s(t) - 1) \leq \frac{1}{\mu} R_{bt,ser}. \quad (7.148)$$

Граничне армування залежить лише від виду функції $H_s(t)$.

Зміна напруження в арматурі центрально-стиснутого елемента з урахуванням формули (1.16)

$$H_s(t) = \left[1 + \frac{1}{\mu\alpha} (1 - e^{-\tilde{\xi}\varphi(t,n)}) \right], \quad (7.149)$$

де

$$\tilde{\xi} = \frac{\mu\alpha}{1 + \mu\alpha}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}. \quad (7.150)$$

Після підставлення виразу (7.149) у (7.148) і нескладних перетворень одержимо умову

$$\frac{\sigma_{s0}}{\alpha} (1 - e^{-\tilde{\xi}\varphi(t,n)}) \geq R_{bt,ser}, \quad (7.151)$$

а після заміни $\sigma_{s0} = \alpha\sigma_{b0}$ замість залежності (7.151) буде

$$\sigma_{b0} (1 - e^{-\tilde{\xi}\varphi(t,n)}) \leq R_{bt,ser}. \quad (7.152)$$

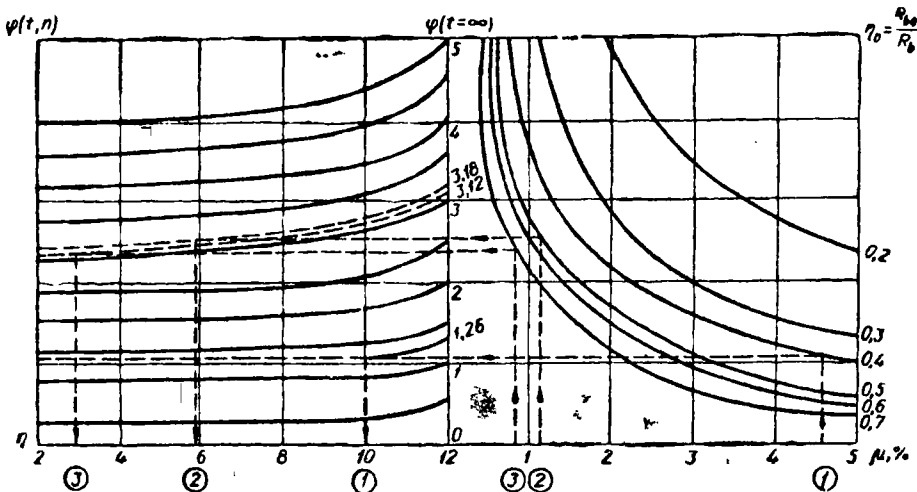


Рис. 7.16. Номограма для визначення утворення поперечних тріщин у бетоні стиснутих елементів при циклічному навантаженні

Розв'язавши нерівність (7.152) відносно μ і підставивши значення ξ з формули (7.150), остаточно матимемо рівняння

$$\mu_u = - \frac{\ln(1 - R_{bt,ser}/\sigma_{b0})}{\alpha [\varphi(t, n) + \ln(1 - R_{bt,ser}/\sigma_{b0})]}, \quad (7.153)$$

яке визначає граничне значення процента армування при повному розвантажуванні центрально-стиснутого елемента.

Якщо відомі процент армування, міцнісні і деформативні характеристики бетону та арматури, початкове завантажування елемента, гранична характеристика повзучості при постійному стисканні для визначення номера циклу розвантажування n , після якого виникають поперечні тріщини, можна користуватися номограмою, наведеною на рис. 7.16. За її допомогою розв'язують і обернену задачу, тобто визначають граничний процент армування при відомому числі циклів навантажування міцнісних і деформативних характеристиках елемента. Як приклад на рис. 7.16 обчислено номер циклу розвантажування, при якому виникли поперечні тріщини, для $\mu = 4,62\%$; 1,12 та 0,79% і $\varphi(t = \infty) = 1,26$; 3,18 та 3,12.

При повторних навантаженнях попередньо напружених елементів, що працюють на згинання, позацентрово стиснуті чи розтягнуті тріщини можуть і не закритися, навіть коли виконано умову (3.23). У цьому випадку ступінь закриття тріщини залежить від максимального рівня навантажування, рівня розвантажування і кількості циклів. Тому для даних випадків вводиться більш жорстке обмеження напружень в арматурі, яке має визначати підвищений ступінь обтискування розтягнутої зони бетону після зняття зовнішнього навантаження:

$$\sigma_{sp}(1 - \lambda) + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}/(1 + e^{-1/n}), \quad (7.154)$$

де λ визначають з формули (6.23); n — кількість циклів.

Контрольні запитання

1. Які розміри перерізу приймають у різних напрямках при позацентрово стиснутих елементах і чому?
2. Назвіть мінімальну кількість поздовжніх стержнів, діаметри та відстань між ними в позацентрово стиснутих елементах.

3. Які класи бетону, поздовжньої і поперечної арматури рекомендується використовувати в позацентрово стиснутих елементах?
4. Які вимоги ставлять до поперечної арматури в стиснутих елементах?
5. Що таке гнучність і розрахункова довжина стиснутого елемента?
6. Що таке мінімальний, оптимальний та максимальний коефіцієнти армування стиснутого елемента?
7. Як визначають випадковий і розрахунковий ексцентриситети?
8. Як враховують вплив прогину позацентрово стиснутого елемента?
9. Запишіть вихідні рівняння рівноваги загального випадку розрахунку за нормальними перерізами позацентрово стиснутого елемента.
10. Як є два випадки руйнування позацентрово стиснутих елементів? Чим вони характеризуються?
11. Наведіть порядок перевірки міцності прямокутного перерізу з симетричною напружуваною і ненапружуваною арматурою.
12. Як визначити площу перерізу симетричної арматури в позацентрово стиснутому елементі прямокутного профілю з ненапружуваною симетричною арматурою залежно від класів бетону та арматури і випадку позацентрового стискування?
13. Які елементи належать до стиснутих з випадковими ексцентриситетами і в чому полягають особливості їхнього розрахунку?
14. Наведіть порядок визначення несучої здатності і площі перерізу несиметричної арматури позацентрово стиснутого елемента прямокутного перерізу з ненапружуваною арматурою.
15. У чому полягають особливості розрахунку таврових та кільцевих перерізів позацентрово стиснутих елементів?
16. Які параметри треба знати, щоб використати графіки в розрахунку елементів, які працюють на косе позацентрове стискування?
17. Що таке непряме армування і чому воно збільшує міцність стиснутого елемента?
18. Перелічіть конструктивні особливості елемента, підсиленого непрямою арматурою
19. Як визначають розрахункові опори бетону залежно від способу непрямого армування?
20. В яких випадках застосовувати непряме армування не ефективно?
21. В яких випадках застосовують жорстку арматуру? Назвіть її види, кількість і способи армування стиснутих елементів.
22. Як враховують поздовжній вигин стиснутого елемента при наявності жорсткої арматури?
23. Як визначити міцність стиснутого елемента прямокутного профілю при поздовжній силі у площині симетрії залежно від розташування жорсткої арматури?
24. Які особливості розрахунку позацентрово стиснутих елементів за другою групою граничних станів?
25. Як уникнути утворення тріщин у стиснутих елементах при повторних навантаженнях?

Розділ 8

ПОЗАЦЕНТРОВО РОЗТЯГНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

8.1. Конструктивні особливості

В умовах позацентрового розтягання перебувають стінки прямокутних у плані резервуарів (бункерів), які зазнають внутрішнього тиску від вмісту (рис. 8.1, а), нижні пояси безкосцевих ферм та інших

ферм при підвішуванні до них тягарів F поза вузлами (рис. 8.1, б), а також деякі інші конструкції. 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 елемента.

Можливі два випадки позacentрового розтягання: *перший* — коли розтягувальна сила знаходиться між рівнодійними зусиль у арматурі A_{sp} та A_s , розташованій ближче до сили N , і арматурі A'_{sp} та A'_s , більш віддаленій від сили N ; за характером напруженого стану цей випадок близький до центрального розтягання, а тому такі елементи армують аналогічно до центрально розтягнутого; у *другому випадку* силу прикладено за межами відстані між рівнодійними зусиль у арматурі $A_{sp}A_s$ та $A'_{sp}A'_s$, 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 тріщиноспійкість.

Для розрахунку конструкцій в обох випадках напруженого стану площа перерізу поздовжньої арматури має становити не менш як 0,05 % площі перерізу елемента.

Анкерують розтягнуті стержні, а також з'єднують їх відповідно до вказівок, наведених у розд. 1.

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).

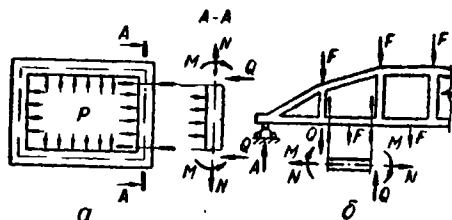


Рис. 8.1. Позacentрово розтягнуті елементи:

а — стінки резервуарів (бункерів); б — нижній пояс безкосцевої ферми

8.2. Розрахунок на міцність за нормальними перерізами елементів прямокутного профілю

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

Граничний стан за несучою здатністю елементів, які працюють за першим випадком (рис. 8.2, а), тобто коли $e' \leq h_0 - a'$, характеризується тим, що весь переріз розтягнутий і в бетоні є нормальні тріщини, а тому зовнішньому зусиллю чинить опір лише поздовжня арматура. Елемент руйнується, коли напруження в усій арматурі досягають

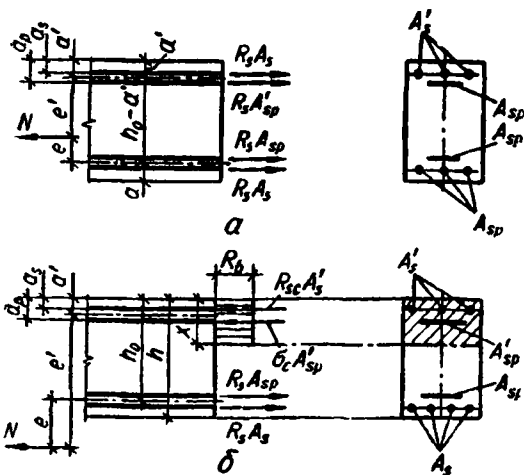


Рис. 8.2. Схема розподілу зусиль у прямокутному перерізі позакентровано розтягнутого елемента при розрахунку на міцність:

а — I випадок ($e' \leq h_0 - a'$); б — II випадок ($e' > h_0 - a'$)

граничних значень. Несучу здатність у цьому випадку перевіряють за формулами

$$Ne' \leq (\eta R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - a'); \quad (8.1)$$

$$Ne \leq (\eta R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0' - a), \quad (8.2)$$

де η визначають за п. 2.10.

В елементах, які працюють за другим випадком (рис. 8.2, б), тобто при $e' > h_0 - a'$, граничний стан відносно несучої здатності елементів подібний до стану конструкцій, що працюють на згинання; зона перерізу, віддалена від сили N , стиснута, протилежна — розтягнута.

При наявності тріщин у бетоні розтягнутої зони відповідні зусилля сприймає арматура. Міцність елемента визначається опором розтягання арматури і граничним опором бетону та ненапруженої арматури стиснутої зони. Якщо в стиснутій зоні є попередньо напружена арматура, то напруження в ній приймають рівними σ_{sc} і визначають за вказівками, наведеними в розд. 4. Несучу здатність елементів у цьому випадку перевіряють за формулою

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A_{sp} (h_0 - a'_{sp}). \quad (8.3)$$

Висоту стиснутої зони обчислюють з рівності

$$N = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A_{sp}, \quad (8.4)$$

звідки

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A_{sp} - N}{R_b b}, \quad (8.5)$$

де γ_{s6} визначають з формули (2.39); при цьому $\xi = x/h_0$ допускається обчислювати за формулою (8.5) без урахування γ_{s6} .

Якщо визначене з (8.5) $x > \xi_R h_0$, то в умову (8.3) підставляють $x = \xi_R h_0$. При $x < 0$ весь переріз розтягнутий і його міцність перевіряють за формулою (8.1).

Якщо при $e' > h_0 - a'$ висота стиснутої зони, обчислена без урахування ненапруженої арматури A'_s ,

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - N}{R_b b} < 2a', \quad (8.6)$$

то розрахункову несучу здатність елемента можна збільшити, використовуючи формули (8.3) та (8.4) без урахування A'_s .

Потрібну кількість поздовжньої арматури визначають із умов (8.1) ... (8.4) залежно від випадку позacentрового розтягання: при $e' \leq h_0 - a'$ з (8.1) та (8.2)

$$A_{sp} = \frac{Ne' - R_s A_s (h - a' - a_s)}{\eta R_s (h - a' - a_p)}; \quad (8.7)$$

$$A'_{sp} = \frac{Ne - R_s A'_s (h - a - a'_s)}{\eta R_s (h - a - a'_p)}; \quad (8.8)$$

при $e' > h_0 - a'$ з (8.4) після перетворень

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s + N}{\gamma_{sc} R_s}, \quad (8.9)$$

де ξ визначають за табл. 4.1 залежно від величини α_m :

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)}{R_b b h_0^2}. \quad (8.10)$$

Якщо $\alpha_m > \alpha_R$, то або збільшується площа перерізу ненапруженої арматури A'_s , або підвищується клас бетону, або збільшуються розміри перерізу. Якщо $\alpha_m < 0$, то площу перерізу ненапруженої арматури визначають за формулою (8.7).

Добираючи симетричну ненапружену арматуру, яка потрібна при дії на елемент зусиль різних знаків, у першому наближенні в формулах (8.9) та (8.10) рекомендується приймати $A'_{sp} = 0$. При цьому якщо напруження σ_c стискувальне, тобто $\sigma_{sc} > 0$, повторного розрахунку не роблять.

8.2.2. Перерізи з ненапруженою арматурою. В елементах з ненапруженою арматурою, якщо силу N прикладено між рівнодійними зусиль в арматурі A_s та A'_s , то з умов (8.1) та (8.2) (1-й випадок) виводять такі умови міцності:

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a'); \quad (8.11)$$

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a). \quad (8.12)$$

Якщо силу N прикладено за межами відстані між центрами ваги перерізу арматури A_s та A'_s (2-й випадок), то з формул (8.3) та (8.4)

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (8.13)$$

$$N = R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s, \quad (8.14)$$

звідки

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - N}{R_b b}. \quad (8.15)$$

Аналогічно до розрахунку перерізів із напруженою арматурою (п. 8.2.1) якщо $x > \xi_R h_0$, то в умову (8.13) підставляють значення $x = \xi_R h_0$, а коли $x < 0$, а також при симетричному армуванні незалежно від значення e міцність перерізу перевіряють із умови (8.11).

Якщо при $e' > h_0 - a'$

$$x = \frac{R_s A_s - N}{R_b b} < 2a', \quad (8.16)$$

то розрахункову несучу здатність елемента можна підвищити, виконуючи розрахунок за формулами (8.13) та (8.14) без урахування стиснутої арматури.

Із залежностей (8.11) ... (8.14) визначають потрібну кількість по-здовжньої арматури:

при $e' \leq h_0 - a'$ з (8.11) та (8.12)

$$A_s = \frac{Ne}{R_s (h_0 - a')} ; \quad (8.17)$$

$$A'_s = \frac{Ne}{R_s (h'_0 - a)} ; \quad (8.18)$$

при $e' > h_0 - a'$ з (8.16)

$$A_s = \frac{\xi b h_0 R_b + N}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s}, \quad (8.19)$$

де ξ визначають за табл. 4.1 залежно від значення α_m за формулою

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0}. \quad (8.20)$$

Формула (8.19) правильна, якщо задовольняється умова $\alpha_m \leq \alpha_R$. Інакше треба збільшувати переріз стиснутої арматури A'_s , підвищувати клас бетону або збільшувати розміри перерізу. Якщо $\alpha_m < 0$, то переріз повністю розтягнутий і площу перерізу розтягнутої арматури визначають за формулою (8.17).

Міцність позацентровано розтягнутих елементів розраховують за схемою алгоритму 8.1.

8.2.3. Розрахунок на міцність похилих перерізів. Розрахунок похилих перерізів позацентровано розтягнутих елементів на дію поперечної сили виконують так само, як і елементів, що працюють на згинання, за формулами, які наведено в п. 5.3. При цьому Q_b визначають з урахуванням коефіцієнта φ_n :

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N - P}{R_{bt} b h_0}; \quad |\varphi_n| \leq 0,8, \quad (8.21)$$

де P — зусилля від попереднього напруження в арматурі, розташованій в розтягнутій зоні. При розташуванні сили N між крайніми ря-

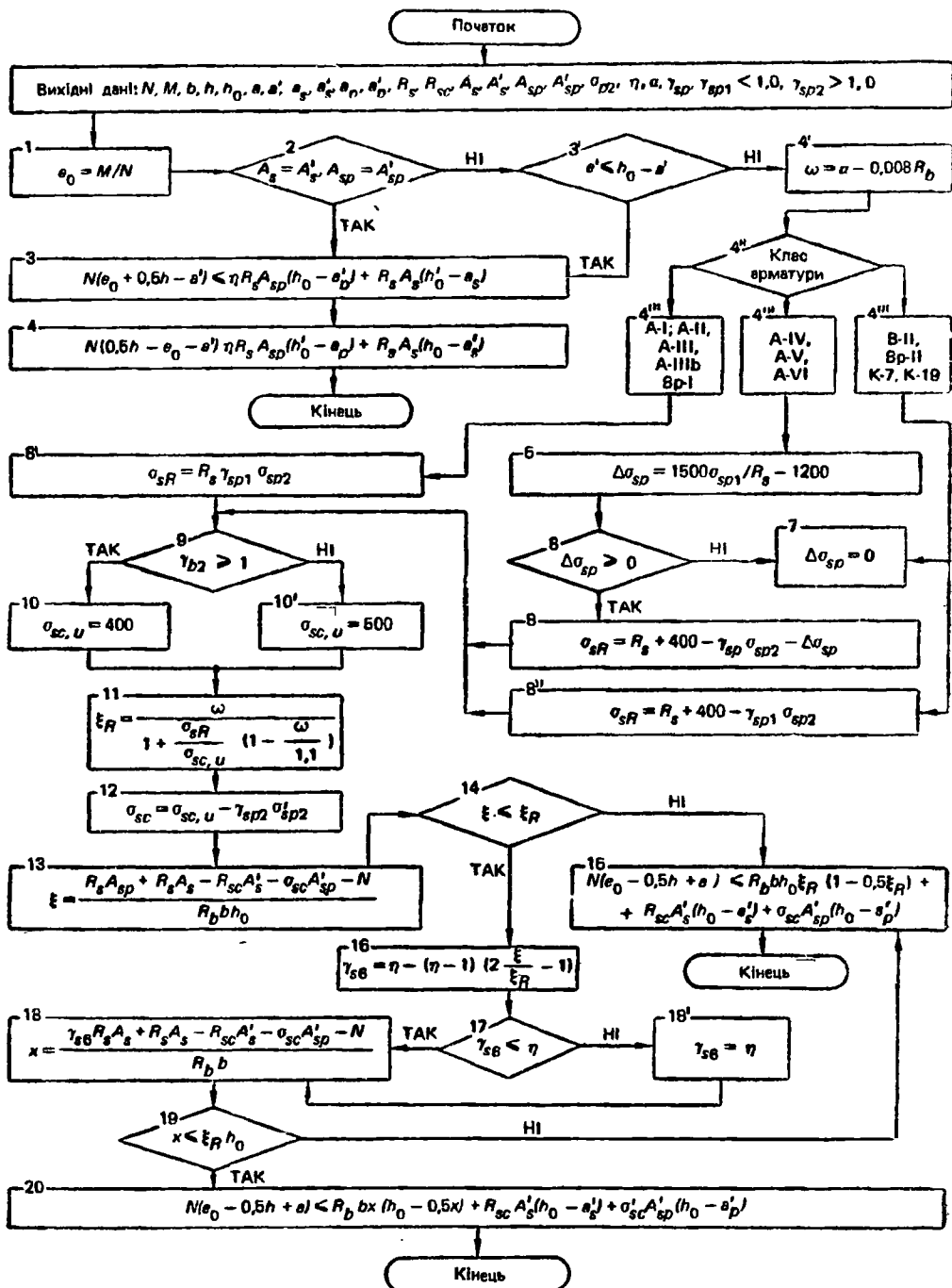


Схема алгоритму 8.1. Перевірка міцності позациентровано стиснутих елементів прямокутного профілю

дами арматури враховують зусилля від усієї напруженої арматури, крім арматури найменш розтягнутого ряду. У цьому випадку роботу висоту перерізу h_0 відлічують від найбільш розтягнутого ряду арматури.

Похили перерізи позацентрово розтягнутих елементів на дію згинального моменту розраховують так само, як і елементів, що працюють на згинання, згідно з п. 5.4. При цьому висоту стиснутої зони в похилому перерізі визначають із урахуванням розтягувальної сили N за формулою (8.5) чи (8.15).

При $e' \leq h_0 - a'$ розрахунковий момент у похилому перерізі визначають як момент усіх зовнішніх сил, розташованих з одного боку від розглядуваного похилого перерізу, відносно осі, що проходить через центр ваги арматури з перерізом A'_{sp} та A'_s .

8.3. Розрахунок за граничними станами другої групи

8.3.1. Розрахунок утворення і розкриття тріщин. Утворення і розкриття тріщин нормальних та похилих до поздовжньої осі позацентрово розтягнутих елементів перевіряють за формулами для елементів, що працюють на згинання (розд. 6).

При цьому у формулі (6.18) приймають (рис. 8.3, а)

$$M_r = N(e_0 + r). \quad (8.22)$$

Значення r визначають:

якщо $N \leq P$, за формулою (6.20) як для елементів, що працюють на згинання;

якщо $N > P$, за формулою

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2(\alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_{sp} + \alpha A'_s)}, \quad (8.23)$$

де W_{pl} визначають згідно з п. 6.2.1.

Для визначення ширини розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, користуються формулами п. 3.5.4.

Приріст напружень у розтягнутій арматурі попередньо напружених елементів у стадіях експлуатації, транспортування і зведення обчислюють (рис. 8.3):

при

$$e_{0,tot} = \frac{Ne_0 - P_2 e_{0p}}{N - P_2} \geq 0,8h_0, \quad (8.24)$$

а також, якщо $N < P_2$, за формулою

$$\sigma_s = \frac{N(z \pm e_s) - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)z}; \quad (8.25)$$

при $0 < e_{0,tot} < 0,8h_0$ за формулою

$$\sigma_s = \frac{N(z_s \pm e_s) - P_2(z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)z_s} \quad (8.26)$$

При відсутності попередньо напружуваної арматури напруження у стержнях крайнього ряду арматури A_s при $e_0 \geq 0,8h_0$ визначають за формулою

$$\sigma_s = \frac{N(e_s + z)}{A_s z} \quad (8.27)$$

8.3.2. Розрахунок деформацій. На ділянках, де не утворюються нормальні до поздовжньої осі тріщини, деформації позцентрово розтягнутих елементів визначають за формулами для елементів, що працюють на згинання (див. розд. 6).

Там, де утворюються нормальні до поздовжньої осі елементів тріщини, розрахунок ведуть так само, як і для елементів, що працюють на згинання. Проте в цьому випадку, визначаючи кривизну елемента, замінний момент M_s обчислюють за формулою

$$M_s = -Ne_s \pm Pe_{sp}; \quad (8.28)$$

при цьому знак залежатиме від напрямку обертання моментів: додатними будуть моменти, які спричиняють розтягання в арматурі A_{sp} та A_s .

Рівнодійну поздовжньої сили N і зусилля обтискування P обчислюють за формулою

$$N_{tot} = P - N. \quad (8.29)$$

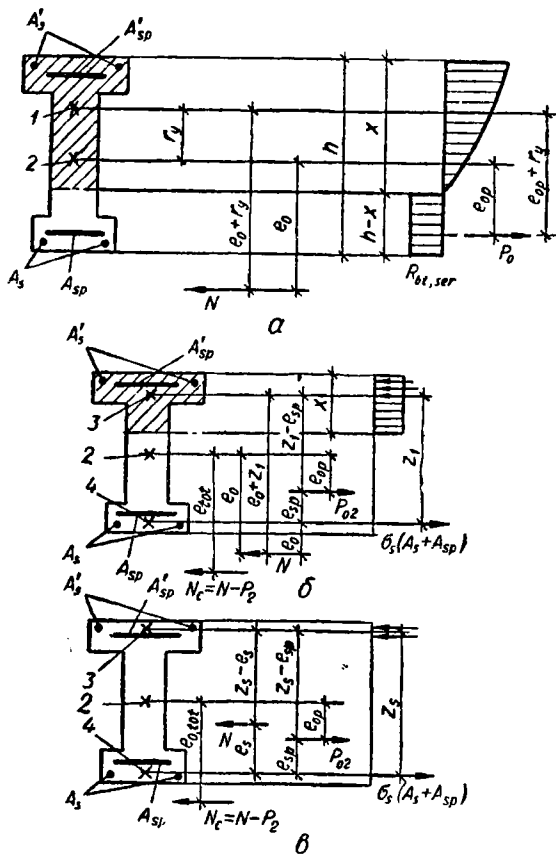


Рис. 8.3. Схеми розподілу зусиль та епюри напружень: а — в перерізі позцентрово розтягнутого елемента в разі розрахунку його на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента; б — в поперечному перерізі позцентрово розтягнутого елемента в разі розрахунку його на ширину розкриття тріщин при $e_{tot} \geq 0,8h_0$; в — те саме, при $e_{tot} < 0,8h_0$; 1 — ядрова точка; 2 — центр ваги зведеного перерізу; 3 — точка прикладення рівнодійної зусиль у стиснутій або менш розтягнутій зоні; 4 — центр ваги площі арматури

У формулу для визначення кривизни зусилля N_{tot} підставляють зі своїм знаком.

Для попередньо напружених елементів кривизни при $N > P$ з ексцентриситетом $e_{0,tot} < 0,8h_0$ ($e_{0,tot}$ — див. умову (8.26)) на ділянках з нормальними тріщинами в розтягнутій зоні визначають за формулою

$$\frac{1}{r} = -\frac{N_{tot}e_{s,tot}}{z_s^2} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi'_s}{E_s A'_{sp} + E_s A'_s} \right) + \frac{N_{tot}\psi_s}{z_s (E_s A_{sp} + E_s A_s)}, \quad (8.30)$$

де N_{tot} — рівнодійна поздовжньої сили N і зусилля попереднього обтискування P ,

$$N_{tot} = N - P; \quad (8.31)$$

$e_{s,tot}$ — ексцентриситет сили N_{tot} відносно центра ваги площі перерізу арматури, який визначають із формули

$$e_{s,tot} = y_{s0} - e_{0,tot}; \quad (8.32)$$

z_s — відстань між центрами ваги площ арматури A_{sp} , A_s та A'_{sp} , A'_s (див. рис. 8.3, θ); ψ_s та ψ'_s — коефіцієнти, які враховують роботу розтягнутого бетону між тріщинами відповідно для арматури A_{sp} , A_s та A'_{sp} , A'_s .

Якщо сили N_{tot} або N прикладено між центрами ваги площ перерізів арматури A_s , A_{sp} та A'_s , A'_{sp} , то в формулах (8.30) та (8.32) відповідні ексцентриситети $e_{s,tot}$ та $e_{0,tot}$ беруть із знаком «мінус».

Коефіцієнти ψ_s та ψ'_s обчислюють за формулами

$$\psi_s = 1 - \varphi_{ts} \frac{N_{crc}}{N_{tot}}; \quad (8.33)$$

$$\psi'_s = 1 - \varphi_{ts} \frac{N'_{crc}}{N_{tot}}, \quad (8.34)$$

де N_{crc} — зусилля, прикладене в тій самій точці, що й сила N_{tot} , і відповідає утворенню тріщин у більш розтягнутій зоні перерізу; N'_{cr} — те саме, в менш розтягнутій зоні перерізу; φ_{ts} — коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження і дорівнює: при короткочасній дії навантаження $\varphi_{ts} = 0,7$, а при довгочасній дії — $\varphi_{ts} = 0,35$.

Відношення N_{crc}/N_{tot} у формулах (8.33) та (8.34) приймають не більшим від одиниці. При ексцентриситеті $0,8h_0 > e_{0,tot} > y - a$ (де y — відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги зведеного перерізу) коефіцієнти ψ_s визначають за формулою (8.34) при відношенні $N'_{crc}/N_{tot} = 1$.

Зусилля визначають за формулами

$$N_{crc} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{e_{0,tot} + r}; \quad N'_{crc} = \frac{R_{bt,ser} W'_{pl}}{|e_{0,tot} - r'|}, \quad (8.35)$$

де W_{pl} та W'_{pl} — пружнопластичні моменти опорів для більш і менш розтягнутих граней перерізу; r та r' — верхня і нижня ядрові відстані, які визначають згідно з п. 6.2.2.

Для елементів без попереднього напружування умови описаного вище розрахунку зберігаються. При цьому формула (8.32) набуває вигляду

$$\frac{1}{r} = - \frac{Ne_{0,tot}}{z_s^2} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi'_s}{E_s A'_s} \right) + \frac{N}{z_s} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_s}; \quad (8.36)$$

коефіцієнти ψ_s та ψ'_s обчислюють з формул

$$\psi_s = 1 - \varphi_{st} \frac{N_{crc}}{N}; \quad (8.37)$$

$$\psi'_s = 1 - \varphi_{st} \frac{N'_{crc}}{N}. \quad (8.38)$$

Зусилля, прикладені в тій самій точці, що й сила N , які відповідають утворенню тріщин у більш і менш розтягнутій зонах перерізу, визначають за формулами

$$N_{crc} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{e_0 + r'}; \quad N'_{crc} = \left| \frac{R_{bt,ser} W'_{pl}}{e_0 - r} \right|. \quad (8.39)$$

Розрахунок та конструювання і приклади розрахунку позацентрово розтягнутих елементів наведено також в навчальній [1, 2, 7, 10 та ін.], нормативній [19, 20], довідковій [34, 35, 36] та спеціальній [54, 55] літературі.

Контрольні запитання

1. Які елементи залізобетонних конструкцій працюють в умовах позацентрового розтягання?
2. Особливості конструювання позацентрово розтягнутих елементів.
3. Які існують випадки розрахунку позацентрово розтягнутих елементів?
4. Як визначити міцність позацентрово розтягнутих елементів із напруженою арматурою залежно від випадку позацентрового розтягання?
5. Як визначити потрібну кількість попередньо напруженої арматури в позацентрово розтягнутому елементі при $e' > h_0 - a$ та $e' \leq h_0 - a$?
6. Визначити міцність і площу арматури в позацентрово розтягнутому елементі з ненапруженою арматурою залежно від випадку позацентрового розтягання.

7. Які існують особливості розрахунку похилих перерізів позацентрово розтягнутих елементів?
8. Які параметри необхідно визначити для розрахунку позацентрово розтягнутих елементів за другою групою граничних станів?

Розділ 9

ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ, ЯКІ ЗВОДЯТЬ І ЕКСПЛУАТУЮТЬ В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ

9.1. Коливання елементів конструкцій

9.1.1. Динамічні дії. Багато які залізобетонні конструкції поряд із статичним навантаженням зазнають дії динамічних навантажень. До останніх належать навантаження, які протягом короткого відрізка часу змінюють своє значення, напрям чи положення.

За своєю природою динамічні навантаження досить різноманітні. Їх можна поділити на такі види:

1. *Нерухоме періодичне навантаження*, розташоване на споруді (елементі) у певному місці. До нього належать навантаження, створені різними механізмами, які встановлені нерухомо і мають обертові, або такі, що поступально пересуваються, частини, які спричиняють періодично змінювані і повторювані інерційні імпульси, що передаються на будівельні конструкції. Якщо періодичне навантаження безперервно змінюється за законом синуса чи косинуса, то воно називається *вібраційним*, або *гармонічним*. Такий вид навантаження створюють звичайно механізми, що мають незрівноважені маси обертових частин.

2. *Ударне навантаження*, прикладене у певному місці споруди. Воно характеризується різкою зміною швидкості тіла, що зазнає удару, протягом короткого проміжку часу і створюється падаючими тілами копрів, молотів, пресів та інших механізмів.

3. *Рухоме навантаження*, що змінює на споруді своє положення, — мостові крани і всілякі транспортні механізми.

4. *Пульсуюче навантаження* від дії вітру, що спричиняє коливання високих і гнучких споруд — димарів, шогл та башт.

5. *Сейсмічне навантаження* під час землетрусу, яке створює удари, поштовхи та коливання споруд.

6. *Короткочасні навантаження*, які швидко розвиваються і зникають, тобто майже миттєві імпульси, подібні до вибухів, обвалів, скидів.

Дія динамічних навантажень на споруду значно складніша від дії статичних. Якщо останні впливають на конструкцію тільки своєю ве-

личиною, то динамічні поряд з величиною істотно впливають і характером своїх дій.

Відомості про динамічні навантаження від машин та установок викладено в [14]. Значення рухомих динамічних навантажень — вітрових та сейсмічних — наведено в нормах на навантаження і дії та в нормах на будівництво в сейсмічних районах [14, 17].

9.1.2. Коливання з урахуванням непружного опору залізобетону. Більшість коливальних процесів, що спостерігається в будівельних конструкціях, досить точно описується синусоїдним законом

$$y = A \sin(\omega t + \varepsilon), \quad (9.1)$$

де A — амплітуда коливань.

Такі коливання називають гармонічними (рис. 9.1, а).

Колова частота коливань ω пов'язана з періодом коливань співвідношенням

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 2\pi n, \quad (9.2)$$

де $n = 1/T$ — число коливань за секунду.

Початковою фазою ε називається величина, що показує, в якій фазі руху перебуває точка в початковий момент часу. Підставивши в рівняння (9.1) $t = 0$, визначають фазу руху в його початковий момент:

$$y = A \sin \varepsilon. \quad (9.3)$$

Теоретично власні коливання систем — незатухаючі, але реально такому руху чинять опір зовнішній (тертя у місцях з'єднання елементів в опорних частинах, просторовість роботи елементів) і внутрішні (непружні пластичні деформації мате-

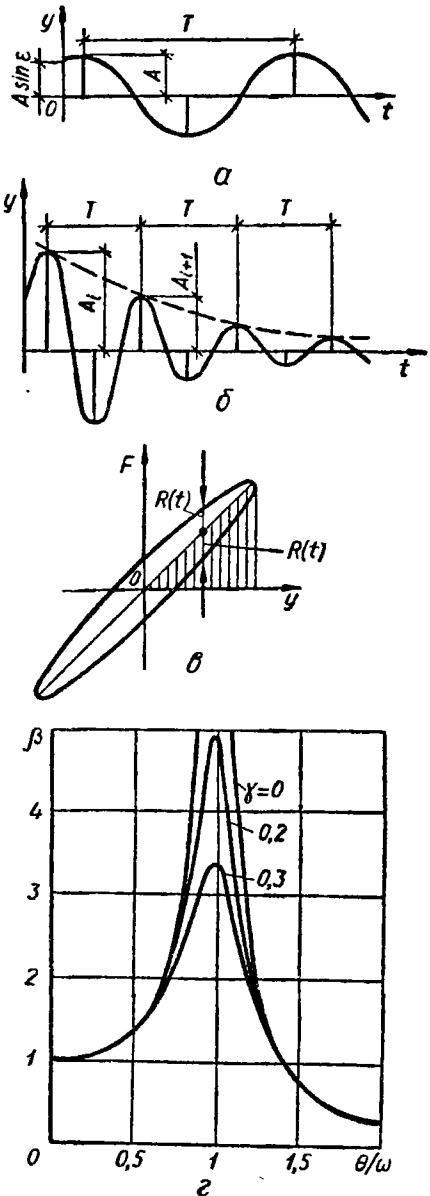


Рис. 9.1. Коливання з урахуванням непружного опору залізобетону:

а — вільні вібраційні гармонічні коливання; б — затухаючі коливання системи; в — залежність сили F і переміщення y для системи з внутрішнім тертям; г — графік зміни динамічних коефіцієнтів під час резонансу

ріалу) фактори. При таких опорах енергія системи витрачається на їхнє подолання в необоротній формі, завдяки чому амплітуди весь час зменшуються, процес коливань затухає і припиняється (рис. 9.1, б).

Затухаючі коливання описують рівнянням

$$y = Ae^{-\frac{\delta t}{T}} \sin(\omega t + \varepsilon), \quad (9.4)$$

де $e^{-\frac{\delta t}{T}}$ — затухаюча функція часу.

Затухання коливань вимірюють відношенням амплітуд коливань через один період A_n/A_{n+1} або величиною $\ln(A_n/A_{n+1})$, що називається *логарифмічним декрементом затухання* δ . Для залізобетонних конструкцій декремент затухання 0,08...0,21.

Мірою затухання може бути також коефіцієнт вбирання енергії за один цикл коливань ψ , що являє собою відношення втрати пружної енергії за цикл до пружної енергії на початку циклу:

$$\psi = \frac{W_n - W_{n+1}}{W_n}. \quad (9.5)$$

Взаємозв'язок між зовнішньою силою F і переміщенням y за повний цикл коливань при наявності внутрішніх опорів, за дослідними даними, можна подати у вигляді діаграми роботи (рис. 9.1, в). Петля на цій діаграмі називається *петлею гістерезису*.

Коефіцієнт вбирання енергії ψ залежить від логарифмічного декременту затухання δ :

$$\psi = 2\delta. \quad (9.6)$$

Зі зменшенням ψ в 2π рази маємо коефіцієнт непружного опору залізобетону:

$$\gamma = \frac{\psi}{2\pi} = \frac{\delta}{\pi}, \quad (9.7)$$

значення якого залежно від категорії машини за динамічністю $\gamma = 0,05...0,1$.

Якщо дія зовнішніх збуджувальних сил не припиняється з початком коливань, спричинених ними, коливання називають *вимушеними*. При наявності сил опору частина енергії, що її надає системі динамічна сила, витрачається на подолання сил опору, а решта надає системі руху.

При зміні зовнішньої сили F за гармонічним законом

$$F(t) = F \sin \theta t \quad (9.8)$$

вимушені коливання обчислюють із рівняння

$$y = A(\sin \theta t - \sin \omega t),$$

де θ — частота збуджувальної сили; A — амплітуда вимушених коливань

$$A = \frac{F}{m(\omega^2 + \theta^2)} = \frac{\omega^2 \delta_{11} F}{\omega^2 + \theta^2} = \frac{y_0}{1 - \frac{\theta^2}{\omega^2}} = \beta y_0, \quad (9.9)$$

тут $m = 1/\omega \delta_{11}$ — маса, що коливається; δ_{11} — одиничні переміщення; $y_0 = \delta_{11} F$ — статичний прогин від сили F ; β — динамічний коефіцієнт, що характеризує відношення динамічного прогину до статичного:

$$\beta = \frac{1}{1 - \theta^2/\omega^2}. \quad (9.10)$$

Коли динамічний коефіцієнт β відомий, динамічний розрахунок замінюють статичним. При цьому всі внутрішні зусилля і деформації збільшуються в β раз.

Динамічний коефіцієнт при врахуванні непружного опору матеріалу і затухання вільних коливань

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{(1 - \theta^2/\omega^2)^2 + \gamma^2}}. \quad (9.11)$$

Для визначення початкової фази коливань ε використовують співвідношення

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{\gamma}{1 - \theta^2/\omega^2}. \quad (9.12)$$

В разі збігу частоти збуджувальної сили θ з частотою ω вільних коливань системи настає резонанс, при якому амплітуди вимушених коливань максимальні, а динамічний коефіцієнт при $\theta = \omega$ визначають з формули (9.11)

$$\beta = 1/\gamma, \quad (9.13)$$

причому він досягає значень $\beta = 10 \dots 20$.

На рис. 9.1, г показано графік динамічних коефіцієнтів, з якого видно характер залежності β від зміни відношення θ/ω . Коли $\theta/\omega \rightarrow 1$, $\beta \rightarrow \infty$. Зі збільшенням коефіцієнта непружних опорів γ динамічний коефіцієнт β зменшується.

Для ідеально пружної системи явище резонансу неприпустиме. Проте для залізобетонних конструкцій (у зв'язку зі здатністю залізобетону вбирати енергію в необоротній формі) амплітуда вимушених коливань — величина скінченна. Тому залізобетонні конструкції можна експлуатувати в умовах резонансу.

9.1.3. Розрахунок за граничними станами. Розрахунок міцності залізобетонних конструкцій, що зазнають динамічних дій, зводиться до розрахунку на витривалість. Під час перевірки умови витривалості момент зовнішніх сил визначають за розрахунковими

статичними і динамічними навантаженнями:

$$M_s + M_\omega \leq M_u,$$

де M_u — несуча здатність перерізу, яку визначають за стадією III напружено-деформованого стану з урахуванням коефіцієнтів умов роботи бетону та арматури.

Залізобетонні конструкції розраховують на витривалість відповідно до гіпотези плоских перерізів. Отже, зміни напружень у бетоні та арматурі елемента обчислюють, як для пружного матеріалу за зведеним перерізом.

Непружні деформації, що виникають у бетоні стиснутої зони, враховують зниженням модуля деформацій бетону за допомогою введення коефіцієнта зведення $\alpha' = \nu E_b / E_s$, встановленого залежно від класу бетону.

Розрахунок на витривалість перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, проводять, виходячи з умов:

для стиснутого бетону

$$\sigma_{b,\max} \leq R_b \gamma_{b1}, \quad (9.14)$$

де γ_{b1} — коефіцієнт умов роботи, який визначають за нормами залежно від коефіцієнта асиметрії циклу ρ_b :

$$\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max}; \quad (9.15)$$

тут $\sigma_{b,\min}$ та $\sigma_{b,\max}$ — відповідно найменше та найбільше значення напружень у бетоні в межах циклу зміни навантаження;

для розтягнутої арматури

$$\sigma_{s,\max} \leq R_s \gamma_{s3} \gamma_{s4}, \quad (9.16)$$

де $\sigma_{s,\max}$ — максимальне напруження в розтягнутій арматурі, яке визначають за формулою

$$\sigma_{s,\max} = \alpha' \sigma_{hs} + \sigma_{sp2}. \quad (9.17)$$

Тут σ_{hs} — напруження в бетоні на рівні найбільш розтягнутого ряду арматури; σ_{sp2} — попереднє напруження в арматурі з урахуванням усіх втрат і коефіцієнта $\gamma_{sp} < 1$; γ_{s3} та γ_{s4} — коефіцієнти умов роботи, які визначають за нормами залежно від коефіцієнта асиметрії циклу ρ_s :

$$\rho_s = \sigma_{s,\min} / \sigma_{s,\max}, \quad (9.18)$$

причому коефіцієнт γ_{s4} враховують тільки при наявності зварних з'єднань.

У бетоні стиснутої зони при дії багаторазово повторюваного навантаження не допускають розтягувальні напруження. Стиснуту арматуру на витривалість не розраховують.

Площу бетону розтягнutoї зони беруть до уваги в розрахунку, якщо виконується умова

$$\sigma_{bt,max} \leq R_{bt}\gamma_{bt}. \quad (9.19)$$

Розрахунок на витривалість перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента, виконують із умови, що рівнодійна головних розтягувальних напружень, які діють на рівні центра ваги зведеного перерізу, сприймається поперечною арматурою, коли напруження в ній дорівнюють розрахунковим опорам R_s , тобто виконується умова

$$\sigma_{mt} \leq R_s\mu_{sw} + R_s\mu_{s,inc} \sin \theta \left(\sin \theta + \cos \theta \frac{\sigma_{mt} + \sigma_y}{\tau_{xy}} \right), \quad (9.20)$$

де σ_{mt} — головне розтягувальне напруження на рівні центра ваги зведеного перерізу; R_s — розрахунковий опір поперечної і відігнутої арматури з урахуванням коефіцієнтів умов роботи γ_{s3} , та γ_{s4} ; μ_{sw} — коефіцієнт насичення елемента хомутами; $\mu_{s,inc}$ — те саме, відігнутими стержнями; θ — кут нахилу відігнутої арматури до поздовжньої осі елемента в розглядуваному перерізі; σ_y та τ_{xy} — відповідно стискувальне напруження в напрямі, перпендикулярному до осі, і дотичне напруження, яке визначають на тому самому рівні, що й напруження σ_{mt} .

Виконуючи розрахунок за другою групою граничних станів, перевіряють правильність обчислення щодо утворення і розкриття тріщин. Розрахунок утворення тріщин під дією динамічних навантажень виконують із умови

$$\sigma_{bt,max} \leq R_{bt,ser}\gamma_{bt}, \quad (9.21)$$

де $\sigma_{bt,max}$ — максимальне нормальне розтягувальне зусилля в бетоні.

Утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента, при багатократно повторюваних навантаженнях призводить до вичерпання несучої здатності залізобетонного елемента. Розрахунковий опір бетону осьовому розтягуванню в цьому випадку приймають за $1,2R_{bt,ser}\gamma_{bt}$.

Умову обмеження переміщень конструкцій від динамічних дій встановлюють залежністю

$$A \leq a_0, \quad (9.22)$$

де A — амплітуда вимушених коливань, визначена з динамічного розрахунку; a_0 — гранична амплітуда вимушених коливань, встановлювана з умов нормальної роботи людей, а також машин, верстатів, вимірювальних приладів,

$$a_0 = \frac{W_0}{4\pi^2 n^2} \quad (9.23)$$

або

$$a_0 = \frac{V_0}{2\pi n}, \quad (9.24)$$

де n — частота вимушених коливань, Гц; W_0 та V_0 — граничні амплітуди прискорення, мм/с², та швидкості, мм/с, для гармонічних коливань.

При $A < 1/40000$ прольоту елемента динамічні навантаження під час перевірки міцності не враховують.

Середні граничні параметри: прискорення $W_0 = 150$ мм/с² при $n < 10$ Гц і $V_0 = 2,4$ мм/с при $n \geq 10$ Гц.

При динамічних розрахунках найвідповідальнішими є обчислення деформацій і частот коливань.

9.2. Заходи боротьби з вібраціями

Заходи боротьби з вібраціями елементів будівель і споруд призначають, маючи достатньо чіткі уявлення про природу динамічного діяння, а також про основні динамічні характеристики використовуваних матеріалів та конструкцій.

9.2.1. Динамічна жорсткість елементів. Фактичну жорсткість будівельних конструкцій, на відміну від жорсткості елементів з передбачуваного ідеального лінійно-пружного ізотропного матеріалу, не можна визначити як певну сталу величину, оскільки вона залежить від швидкості і закону зміни напружень у часі, рівня статичних і динамічних напружень, температури, вологості тощо.

Розрізняються поняття статичної і динамічної жорсткості елементів будівельних конструкцій. Під статичною розуміють жорсткість, яку визначають при повільних процесах деформування і вводять у розрахунок споруд на статичні навантаження. Динамічною називають жорсткість, яку визначають при досить швидких циклічних процесах деформування і вводять у розрахунок споруд на динамічні навантаження.

Призначаючи розрахункову динамічну жорсткість, з метою наближення її значення до фактичної жорсткості необхідно враховувати вплив багатьох факторів, що становить значні труднощі. Їх можна уникнути, вводячи в динамічний розрахунок певне середнє значення динамічної жорсткості і поряд з цим можливі межі відхилення фактичного значення динамічної жорсткості від цього середнього значення в обидва боки. Відносні межі цих відхилень приймають як двозначні похибки визначення частот власних коливань конструкцій.

При динамічному розрахунку елементів залізобетонних каркасних будівель, що працюють на згинання, а також монолітних залізобетонних перекриттів і покриттів, плит та балок, які лежать на пружній основі, днищ та стінок резервуарів розрахункові динамічні жорсткості приймають рівними жорсткості суцільного бетонного перерізу (без урахування арматури); при цьому динамічний модуль пружності бетону приймають рівним початковому модулю пружності E_b за норма-

ми [13]. Відхилення розрахункового значення динамічної жорсткості залізобетонних елементів, що працюють на згинання, від їхніх фактичних значень враховують, призначаючи відносні похибки при визначенні частот власних коливань залізобетонних конструкцій.

9.2.2. Заходи для зменшення вібрацій. З урахуванням особливостей роботи конструкцій в умовах вібрації, а також даних динамічного розрахунку вживають заходів, які запобігають виникненню вібрацій тих чи інших об'єктів, чутливих до струсів.

Вібраційні явища зменшують, змінюючи джерело коливань або відповідні конструкції.

Дію джерела коливання змінюють переміщенням або видаленням, зрівноважуванням (балансуванням) машини, що спричиняє вібрацію, активною віброізоляцією, тобто ізолюванням самого збудника коливань, пасивною віброізоляцією, тобто ізолюванням верстатів, приладів чи апаратів, для роботи яких коливання протипоказані чи неприпустимі. Змінюються жорсткість і вага конструкцій.

Раціональний вибір типу та умов розміщення машин, встановлених поблизу об'єктів, чутливих до струсів, — найпростіший засіб, щоб запобігти неприпустимим вібраціям.

Балансування машин прийнятне лише тоді, якщо робота однієї незрівноваженої машини стає причиною порушення правильної експлуатації великої кількості верстатів та приладів, заважає нормальним умовам роботи людей.

Цей захід потребує значних затрат часу і коштів.

Віброізоляція — досить ефективний спосіб боротьби з вібраціями. Активної віброізоляції (ізоляція збудників коливань) чи пасивної (застосуванням устаткування, що не допускає вібрації) досягають за допомогою спеціальних пристроїв — віброізоляторів, які бувають кількох видів: із опорними ізоляторами, з підвісними стержнями та пружинами, які працюють на стискання чи розтягання, а також із самими тільки підвісними шарнірами, що гасять горизонтальні діяння. Є також комбіновані віброізолятори, що складаються зі сталевих пружин та гумових прокладок із паралельними чи послідовними з'єднаннями.

Зміну жорсткості конструкцій застосовують для гасіння коливань. Цей захід дає можливість збільшити частоту власних коливань конструкції, що веде до зниження динамічного коефіцієнта β і зменшення статичного прогину y_0 . Жорсткість перерізу змінюють, збільшуючи розміри перерізу, застосовуючи набетонування, обойми, сорочки, а також змінюючи прольоти, конструктивні схеми та елементи.

Масу залізобетонної конструкції змінюють, влаштовуючи спеціальні бетонні постаменти — набетонування під устаткування, а також обважнюванням чи полегшуванням конструкції підлоги.

9.3. Будівлі і споруди в сейсмічних районах

Землетруси можуть бути спричинені діяльністю вулканів, обвалюванням склепінь над карстовими ділянками, місцевими розривами в земній корі, вибухами тощо.

Вартість будівництва з урахуванням антисейсмічних заходів зростає для семибальної зони приблизно на 4 %, восьмибальної — на 8, а дев'ятибальної — на 12 %. У районах, де можливі землетруси силою 10 балів, додаткові затрати настільки великі, що будівництво стає економічно недоцільним.

Проектування будівель і споруд для сейсмічних районів має виконуватись відповідно до норм [17].

Залежно від конструктивних особливостей усі будівлі і споруди можна поділити так:

1. *Жорсткі будівлі, тобто з несучими стінами, які сприймають горизонтальні сейсмічні навантаження.* До таких споруд належать будівлі з цегляними, кам'яними, великоблоковими стінами, великопанельні будівлі з несучими стіновими панелями, будівлі з об'ємних елементів. Аналізуючи роботу таких споруд, кожену стіну розглядають як консоль, затиснуту в основі і здатну сприймати згинальні моменти та вертикальні осьові зусилля. Група консолей, що взаємно перехрещуються, утворює в одному напрямі складений консольний елемент.

2. *Гнучкі споруди, що характеризуються невеликими розмірами в плані порівняно з висотою.* До них належать споруди типу башт, димарів, щогл, елеваторів, висотні будівлі. В гнучких спорудах істотними є деформації зсуву, проте повні деформації мають згинальний характер. Цим будівлям властиві значно менша жорсткість і більші періоди коливань.

3. *Каркасні будівлі, в яких несучими є вертикальні елементи каркаса.* Як показує досвід сейсмостійкого будівництва, оптимальною конструктивною схемою є рамно-в'язева система з регулярно розташованими вертикальними в'язевими діафрагмами. У цьому випадку частина навантаження, яку сприймає рама, менша від сейсмічного, що припадає на гнучку рамну систему. У рамно-в'язевій схемі згинальні моменти стояків рам від дії горизонтального навантаження на значній частині висоти будівлі залишаються практично незмінними, а тому легко здійснюється типізація конструктивних елементів.

4. *Масивні споруди, до яких належать греблі, дамби, високі насипи.* Проектування і будівництво будівель та споруд у сейсмічних районах неможливі без вжиття спеціальних конструктивних заходів для гарантування сейсмостійкості.

Найзагальнішою умовою сейсмостійкості будівель будь-якої конструктивної схеми є їх проста конфігурація в плані і обмеження габаритних розмірів у плані та по висоті. В разі складної конфігурації будівлі в плані потрібно застосовувати антисейсмічні шви, які ділять

будівлю на окремі відсіки прямокутної форми. Поділ на відсіки — один з найдорожчих антисейсмічних заходів, оскільки змушує використовувати парні стіни або застосовувати залізобетонні рами.

Проектуючи будівлі та споруди в сейсмічних районах, необхідно додержувати таких правил:

1. Усі елементи будівлі повинні мати достатню динамічну міцність для сприйняття сейсмічних зусиль.

2. Маси і жорсткості несучих конструкцій мають бути розподілені так, щоб сейсмічні сили мали найменші можливі значення.

3. Вузли залізобетонних споруд мають бути запроектовані з урахуванням можливості утворення пластичних деформацій, що підвищує опір будівлі дії короточасних сил.

4. У збірних залізобетонних конструкціях необхідно застосовувати ефективне замонулювання стиків.

Аналіз наслідків землетрусів у великих містах світу показує, що найбільшу опірність сейсмічним діям чинять каркасні будівлі та споруди.

Каркаси можна робити з монолітного, збірно-монолітного та збірного залізобетону.

Під час армування монолітного рамного вузла сейсмістійкої будівлі (рис. 9.2, а)

встановлюють додаткові хомути і стержні діаметром 8...10 мм з кроком 70...100 мм. Крок поперечних стержнів на прилеглих ділянках ригелів та колон зменшується удвоє порівняно з потребою за розрахунком, але приймають його не більш як 100 мм.

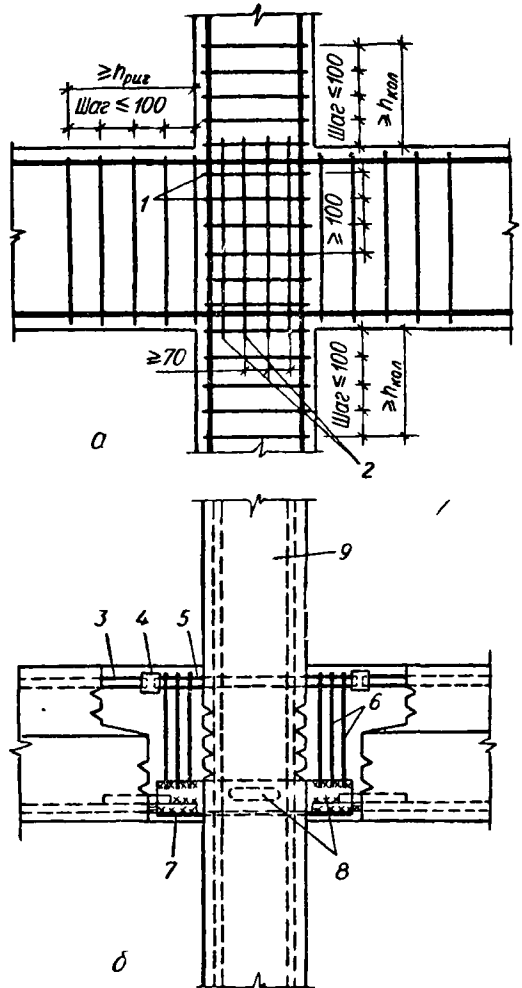


Рис. 9.2. Армування рамної сейсмістійкої будівлі:

а — армування монолітного рамного вузла і кінцевих ділянок ригелів та стовпів поперечної арматури; б — армування збірного вузла рами; 1 — додаткові хомути; 2 — додаткові вертикальні стержні по периметру хомути; 3 — випуск поздовжньої арматури з ригеля; 4 — зварне з'єднання арматури; 5 — випуск поздовжньої арматури з колони; 6 — поперечні стержні ригеля; 7 — підсилений випуск арматури; 8 — опорний столик з кутників із отвором для бетонування; 9 — колона

Стики збірних ригелів із колонами, як правило, виконують без закладних деталей із застосуванням ванного зварювання випусків арматури і з подальшим замоноличуванням (рис. 9.2, б). Для утворення бетонних шпонок, які сприймають зусилля зсуву, поверхню стику роблять рифленою. У місцях прилягання встановлюють часто розташовані поперечні стержні ригелів, а колону армують додатковими хомутами та стержнями.

Стінові панелі мають бути жорстко зв'язані з каркасом і перекриттям для утворення єдиної просторової системи. Кладку з поштучних панелей чи блоків необхідно зв'язувати з каркасом за допомогою стержнів діаметром 6 мм, розташовуваних в горизонтальних швах кладки через 500 мм. Цю арматуру приварюють до випусків з колон і заводять у кладку не менш як на 700 мм у кожен бік.

Підвищення надійності будівель, які зводять в сейсмічних районах, досягають за рахунок влаштування антисейсмічних поясів, що являють собою горизонтальні залізобетонні рами, які передають сейсмічне навантаження на колони каркаса. Антисейсмічні пояси розміщуються на рівні перекриттів і покриттів над великими провітами в стінах і в місцях зміни матеріалу несучих конструкцій. Ширину пояса приймають рівною товщині стін, а висоту — не менш як 150 мм, клас бетону не нижче ніж В7,5.

Консольні виступаючі частини будівлі (козирки, карнизи, балкони) кріплять за допомогою жорсткого зв'язку з каркасом.

Застосування попередньо напружених залізобетонних конструкцій потребує підвищення їхньої надійності. Не допускається застосовувати арматуру з бракувальним мінімумом відносно видовження при розриві нижче ніж 4 %. Усі види напружуваної арматури при сейсмічності 9 балів треба застосовувати з анкерами, а поверхню каналів та пазів робити гофрованою.

Розрахунок на дію сейсмічних сил виконують у такому порядку:

- 1) складають розрахункову схему будівлі і визначають періоди та форми її вільних коливань;
- 2) обчислюють розрахункове сейсмічне навантаження;
- 3) визначають розрахункові сейсмічні зусилля і зусилля при розрахунковому поєднанні навантажень;
- 4) розподіляють сейсмічне навантаження між конструкціями, які працюють на горизонтальні зли;
- 5) перевіряють несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість конструкцій та їхніх з'єднань.

Конструкції розраховують, виходячи з припущення про статичну дію сейсмічних сил, розподіл яких приймають залежно від розташування мас у споруді. Розрахункову схему споруди дозволяється приймати у вигляді вертикальної консолі із зосередженими по її висоті навантаженнями. Нижній кінець консолі вважається замуrowаним в основу. При розрахунку приймають, що центри зосереджених тяга-

рів у будівлях збігаються з геометричними осями несучих конструкцій перекриття (ригелів, головних балок)

У розрахунки на сейсмічні дії вводять коефіцієнти для постійних навантажень — 0,9; для тимчасових довгочасних — 0,8; для короткочасних та снігових — 0,5. Зниження навантажень на перекриття багатопверхових будівель не враховується. Короточасні навантаження від вітру, динамічної дії устаткування, інерційні сили від мас на гнучких підвісках і температурні впливи також не враховуються.

Горизонтальну складову сейсмічного навантаження S_{ik} в точці k , що відповідає i -му тону власних коливань споруди, визначають за формулою

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik}, \quad (9.25)$$

де

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik}; \quad (9.26)$$

K_1 та K_2 — коефіцієнти, які враховують допустимі пошкодження і конструктивні вирішення будівель та споруд (визначаються за нормами); Q_k — вага будівлі чи споруди, віднесена до точки k (визначається з урахуванням розрахункових навантажень на конструкції); A — коефіцієнт, значення якого слід сприймати рівним 0,1; 0,2; 0,4 відповідно для розрахункових сейсмічностей 7; 8; 9 балів; K_ψ — коефіцієнт, що залежить від висоти будівлі; β_i — коефіцієнт динамічності, що відповідає i -му тону власних коливань і визначається залежно від сейсмічних властивостей ґрунтів та періодів власних коливань: $\beta_i = 1/T_i \leq 3$ — для ґрунтів I категорії; $\beta_i = 1,1/T_i \leq 2,7$ — для ґрунтів II категорії; $\beta_i = 1,5/T_i \leq 2$ — для ґрунтів III категорії; в усіх випадках β_i треба приймати не менш як 0,8; η_{ik} — коефіцієнт, що залежить від форми деформації будівлі в разі її вільних коливань за i -ю формою і від місця розташування навантаження Q_k , причому

$$\eta_{ik} = \frac{X_{ik} \sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}}{\sum_{i=1}^n Q_j X_{ij}^2}, \quad (9.27)$$

де X_{ik} та X_{ij} — відхилення системи від положення рівноваги для i -ї форми вільних коливань споруди в розглядуваній k -й точці і в усіх j -х точках.

У розрахунках на сейсмічну дію не обов'язково визначати всі частоти і форми коливань; потрібно враховувати, як правило, не більш як три перші форми.

Так, для першої форми коливань

$$X_{11} = 1; \quad X_{12} = \frac{\delta_{21} m_1 \rho_1^2}{1 - \delta_{22} m_2 \rho_2^2}; \quad (9.28)$$

$$\eta_{11} = \frac{m_1 + m_2 X_{12}}{m_1 + m_2 X_{12}^2}; \quad (9.29)$$

$$\eta_{12} = \eta_{11} X_{12}. \quad (9.30)$$

Для другої форми коливань

$$X_{21} = 1; \quad X_{22} = \frac{\delta_{12} m_1 \rho_2^2}{1 - \delta_{22} m_2 \rho_2^2}; \quad (9.31)$$

$$\eta_{21} = 1 - \eta_{11}; \quad \eta_{22} = 1 - \eta_{12}. \quad (9.32)$$

У формулах (9.28) ... (9.32): m_k — маси окремих ярусів будівлі, які прийнято за зосереджені в рівнях перекриттів

$$m_k = \frac{Q_k}{g}, \quad (9.33)$$

тут g — прискорення сили ваги; δ_{ik} — переміщення від дії одиничної горизонтальної сили; ρ_i — колова частота коливань; для системи з двома ступенями свободи

$$\rho_{1,2}^2 = \frac{A \pm \sqrt{A^2 - 4B}}{2B}; \quad (9.34)$$

$$A = m_1 \delta_{11} + m_2 \delta_{22}; \quad (9.35)$$

$$B = 2m_1 m_2 (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2). \quad (9.36)$$

Розрахункові зусилля (поперечна або нормальна сила, згинальний момент) у розглядуваному перерізі конструкції від дії сейсмічного навантаження при врахуванні вищих форм коливань визначають за формулою

$$N_r = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (9.37)$$

де N_i — значення зусиль чи напружень у розглядуваному перерізі, які спричиняються сейсмічними навантаженнями, що відповідають i -й формі коливань; n — число взятих до уваги в розрахунку форм коливань.

Проектування конструкцій сейсмостійких будівель і споруд розглядається також в навчальній [6], нормативній [17, 23] та спеціальній [54] літературі.

9.4. Конструктивні особливості будівель, які зводять на вічномерзлих ґрунтах

Площі під вічною мерзлотою охоплюють території півночі Європейської частини Росії, Сибіру та Далекого Сходу, Швеції, Норвегії, Фінляндії тощо, гори Паміру, Тянь-Шаню, Алтаю і Кавказу.

У будівництві на вічній мерзлоті слід враховувати дві найнебезпечніші обставини. По-перше, це просідання ґрунтів після відтаювання під насипними фундаментами будівель, під покриттям доріг та аеродромів. По-друге, це спучування ґрунтів під фундаментами, опорами ЛЕП, полотном доріг тощо.

Мерзлі породи, зцементовані льодом, здебільшого є доброю міцною основою для будівель і споруд. Вони здатні витримувати великі навантаження, не зазнаючи деформацій, особливо коли температури порід не піднімаються вище за -5°C . Проте при температурах, близьких до 0°C , глинисті породи і чистий підземний лід стають пластичними, їх міцність і несуча здатність під фундаментами істотно знижуються. Тому під час проектування треба брати до уваги зміну міцності мерзлих порід від їхньої температури і враховувати найгірші умови, можливі при експлуатації споруд.

Існують два основних способи зведення та експлуатації будівель і споруд на вічній мерзлоті. Перший з них полягає у збереженні в основі будівель мерзлих ґрунтів. У цих умовах передбачають спеціальні заходи, що виключають відтаювання мерзлоти. Тому нині більшість будівель з провітрюваним підпіллям будують на пальових фундаментах.

Залізобетонну палю забивають або в заздалегідь пробурену лідерну свердловину, або в талий, розріджений за допомогою парової голки ґрунт. В останньому випадку під дією навколишнього мерзлого масиву пропарений талий ґрунт у циліндрі замерзає, заморожуючи палю.

Під будівлями і спорудами, які виділяють багато тепла, зберегти вічну мерзлоту практично не можливо. Тому другий спосіб полягає у відтаюванні ґрунтів основи. У цьому випадку ґрунти в основі споруд відтаюють і зберігають їх у такому стані. При цьому фундаменти і конструкції споруд мають бути або практично абсолютно жорсткими, або, навпаки, гнучкими, які пристосовуються до нерівномірного осідання будівлі.

Допускається застосовувати збірні фундаменти і стіни підвалів з великих бетонних блоків за умови забезпечення належного перев'язування кладки в кожному ряду. При цьому рекомендується укладати у швах поздовжню арматуру з 4...6 стержнів діаметром 10...12 мм. У спряженнях фундаментів та стін підвалів передбачають арматурні сітки. Для посилення просторової жорсткості по всьому периметру через поверх передбачають армокам'яні або залізобетонні пояси заввишки 150 мм і завширшки на ширину стіни мінус цеглина, з бетону класу не менш як В7,5. Залізобетонний пояс армують 4...6 поздовжніми стержнями діаметром 6...8 мм, хомути діаметром 4 мм встановлюють через 250 мм (рис. 9.3).

В разі зведення будівель на просадочних ґрунтах (при їхньому відтаюванні) без застосування паль фундаменти виконують у вигляді

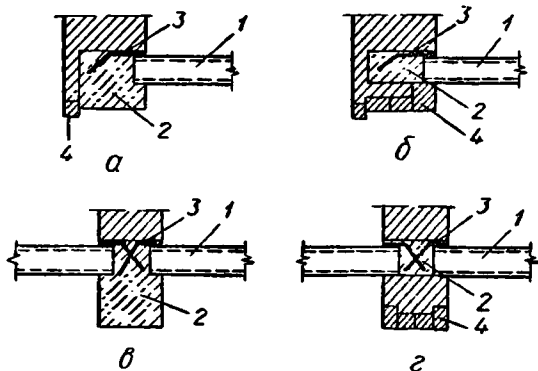


Рис. 9.3. Приклади конструктивного вирішення залізобетонних поясів підсилення:

a та *б* — у зовнішній стіні; *в* та *г* — у внутрішній стіні; 1 — панель перекриття; 2 — монолітний залізобетонний пояс; 3 — анкер; 4 — збірні надпро- різні перемички

рифленою поверхнею, що дає можливість, крім сил змерзання, включити в роботу по триманню паль грунт на зріз. Опори ЛЕП, мостів, естакад, шляхопроводів часто тримають у мерзлій породі анкерами, що збільшує опір випинанню.

9.5. Залізобетонні конструкції, призначені для умов роботи при підвищених і високих температурах

Застосовувати залізобетонні конструкції для експлуатації в умовах підвищених температур (до 200 °С) почали в Україні на початку 30-х років, головним чином на підприємствах чорної металургії. На будівництві гарячих цехів металургійних комбінатів із залізобетону виконували колони, підкранові балки, покриття, майданчики ливарних дворів та інші відповідальні конструкції.

В останні роки у зв'язку з інтенсивним розвитком металургійної, скляної, хімічної галузей промисловості, розвитком теплоенергетики і, зрештою, широким застосуванням збірного залізобетону застосування залізобетонних конструкцій значно розширилося.

Дослідження показали, що температура несучих конструкцій під час експлуатації, в основному покриттів та перекриттів, залежить від характеру виробництва і коливається в широких межах. Так, у скляних цехах температура несучих залізобетонних конструкцій над печами може досягати 10...120 °С, в котельних відділеннях ГРЕС — 58...66 °С, у масивних конструкціях біологічного захисту АЕС — 58...60 °С, на металургійних підприємствах — 250...270 °С тощо.

Досвід застосування залізобетонних конструкцій у таких умовах показав, що вони часто виявлялися недостатньо довговічними і не відповідали вимогам експлуатації.

перехресних стрічок, а будівлю поділяють на блоки завдовжки 20...30 м.

Щоб запобігти випинанню паль, стояків, опор ЛЕП та газопроводів, збільшують зчеплення (змерзання) паль з мерзлим ґрунтом потовщенням паль, забиванням їх на більшу глибину. Крім того, застосовують різні конструкції паль, які дають можливість тримати палю в товщі мерзлого ґрунту за рахунок міцності самого ґрунту. Для цього частину палі, яка міститься в ґрунті, роблять з

На підставі численних досліджень розроблено норми для проектування [18].

Для конструкцій, які систематично працюють під дією технологічних температур не вище ніж 300 °С, застосовують звичайний залізобетон на портландцементі або шлакопортландцементі. При температурі понад 300 °С застосовують спеціальний жаростійкий бетон класів В15, В20, В25 та В30, причому для попередньо напружених конструкцій — класу не нижче В30. Тут розглядаються залізобетонні конструкції із звичайного важкого бетону.

Бетонні та залізобетонні конструкції, які працюють в умовах дії підвищених і високих температур, мають задовольняти вимоги розрахунку несучої здатності (граничні стани першої групи) і щодо придатності до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи).

У розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій слід враховувати зміни фізико-механічних та пружно-пластичних властивостей бетону та арматури залежно від температури впливу. Зусилля, деформації, утворення, розкриття і закриття тріщин визначають від дії як навантаження (включаючи власну вагу), так і температури. При цьому необхідно враховувати найнесприятливіші поєднання довго- і короткочасних навантажень та температури.

Статично визначні конструкції за граничними станами першої і другої груп розраховують тільки на довгочасне нагрівання. Щодо утворення тріщин конструкцію розраховують на коротко- і довгочасне нагрівання з урахуванням зусиль, що виникають від нелінійного розподілу температури бетону по висоті перерізу елемента.

Статично невизначні конструкції та їхні елементи розраховують на коротко- і довгочасне нагрівання з урахуванням зниження міцності і жорсткості внаслідок впливу підвищеної температури.

Нагрівання бетону та арматури відповідно знижує міцність, а також веде до зниження їхнього модуля пружності.

У розрахункових формулах це враховують відповідним зниженням нормативних і розрахункових характеристик бетону та арматури коефіцієнтами $\gamma_{b,t}$ та $\gamma_{s,t}$, — при дії температури на бетон при стисканні і розтяганні; γ_{bt} — при дії температури на арматуру. Модулі пружності бетону та арматури помножують на коефіцієнти β_b та β_s , значення яких наведено у табл. 9.1.

Враховуючи вплив високих температур, треба додержувати вимог норм [13]. Наприклад, міцність нормальних перерізів ненапружених елементів, що працюють на згинання, при нагріванні розраховують так само, як і при нормальній температурі, за формулою

$$M \leq R_{b,t} S_b + R_{sc,t} S_s; \quad (9.38)$$

при цьому положення нейтральної осі визначають із умови

$$R_{s,t} A_s - R_{sc,t} A_s = R_{b,t} A_b, \quad (9.39)$$

де $R_{b,t} = R_b \gamma_{b,t}$; $R_{sc,t} = R_{sc} \gamma_{st}$; $R_{s,t} = R_s \gamma_{st}$.

Таблиця 9.1. Деякі значення коефіцієнтів для врахування зниження міцності і модуля пружності бетону та арматури

Вид бетону чи клас арматури	Коефіцієнт	Нагрівання	Температура нагрівання, °С			
			50	100	200	300
Бетон звичайний на портландцементі (шлакопортландцементі)	$\gamma_{b,t}$	Короткочасне	1	0,9	0,8	0,65
		Довгочасне	1	0,9	0,8	0,5
	$\gamma_{bt,t}$	Короткочасне	1	0,7	0,6	0,4
		Довгочасне	1	0,7	0,5	0,2
A-I, A-II Bp-I, B-II, Bp-II, K-7, BCт3-2	$\gamma_{s,t}$	Короткочасне і довгочасне	1	0,8	0,6	0,4
		Короткочасне	1	0,95	0,9	0,76
A-III, A-IV, A-V At-IV, At-V, At-VI	$\gamma_{s,t}$	Довгочасне	1	0,95	0,85	0,65
		Короткочасне	1	1	0,95	0,95
Усі класи арматури	β_s	Довгочасне	1	1	0,9	0,75
		Коротко- і довгочасне	1	1	0,96	0,92

Граничну відносну висоту стиснутої зони визначають за формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}\beta_s} (1 - \omega/11)}, \quad (9.40)$$

де

$$\omega = 0,85 - 0,008R_{b,t}; \quad (9.41)$$

σ_{sR} — напруження в арматурі, яке приймають рівним для арматури класів A-I, A-II, A-III та Bp-I — $R_{st} - \sigma_{sp}$, а для класів A-IV, At-IV, A-V, At-V, At-VI, B-II, Bp-II та K-7 — $R_{st} + 400\beta_s - \sigma_{sp}$; для жаростійкої арматури $\sigma_{sc,u} = R_s$.

Деформації залізобетонних елементів, що працюють на згинання, при нагріванні в межах 50...300 °С визначають також за відповідними формулами [13], ввівши деякі корективи.

На ділянках, де не утворюються нормальні до поздовжньої осі тріщини, повну кривизну елементів, що працюють на згинання, визначають за формулою

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_{1t} + (1/r)_{2t}, \quad (9.42)$$

де $(1/r)_{1t}$ та $(1/r)_{2t}$ — кривизни відповідно від короткочасних навантажень та короткочасного нагрівання і від довгочасних навантажень та довгочасного нагрівання

$$(1/r)_{1t} = \frac{\bar{M}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}; \quad (1/r)_{2t} = \frac{\bar{M} \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}, \quad (9.43)$$

Таблиця 9.2. Коефіцієнти φ_{b2} та ν

Коефіцієнт	Нагрівання	Температура нагрівання, °С			
		50	100	200	300
φ_{b2}	Довгочасне	3	3,5	4	4,5
ν	Короткочасне	0,85	0,7	0,7	0,65
	Довгочасне	0,25	0,25	0,25	0,2
ν_s	Короткочасне	1	1	1	0,9
	Довгочасне	1	1	1	0,6

де \bar{M} — момент від відповідного зовнішнього навантаження і нагрівання відносно осі, яка нормальна до площини згинального моменту і проходить через центр ваги зведеного перерізу; φ_{b1} — коефіцієнт, який враховує вплив короткочасної повзучості бетону; для звичайних бетонів $\varphi_{b1} = 0,85$; φ_{b2} — коефіцієнт, який враховує вплив довгочасної повзучості у розрахунку на довгочасне нагрівання (приймають за табл. 9.2); I_{red} — момент інерції зведеного перерізу:

$$I_{red} = \frac{I\beta_b\bar{\nu}}{\varphi_{b2}}. \quad (9.44)$$

Тут β_b — коефіцієнт, який приймають за табл. 9.1; $\bar{\nu}$ — коефіцієнт, який приймають залежно від температури в центрі ваги перерізу (табл. 9.2).

Повну кривизну для ділянки з тріщинами в розтягнутій зоні визначають за формулою

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_{1t} - (1/r)_{2t} + (1/r)_{3t}, \quad (9.45)$$

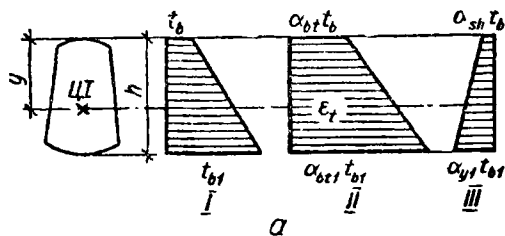
де $(1/r)_{1t}$ — кривизна від короткочасної дії всього навантаження і короткочасного нагрівання; $(1/r)_{2t}$ — те саме, від постійних довгочасних навантажень і довгочасного нагрівання; $(1/r)_{3t}$ — кривизна від довгочасної дії постійних та довгочасних навантажень і довгочасного нагрівання. В загальному випадку

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s \beta_s \nu_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 A_b \beta_b \nu} \right] - \frac{N}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \beta_s \nu_s A_s}, \quad (9.46)$$

де величини β_s , ν_s та β_b наведені в табл. 9.1 та 9.2.

Інші два значення ті самі, що й у нормах [13] із урахуванням поправкових коефіцієнтів на дію підвищених температур.

Кривизну елемента, спричинену його нагріванням й охолодженням, визначають залежно від наявності тріщин у розтягнутій зоні бетону й розподілу його температури по висоті перерізу:



для залізобетонного елемента без тріщин (рис. 9.4, а):

$$\epsilon_t = \frac{\alpha_{bt} t_b y + \alpha_{st} t_s (h - y)}{h} \gamma_t; \quad (9.47)$$

$$(1/r)_t = \frac{\alpha_{bt} t_b - \alpha_{st} t_s}{h} \gamma_t; \quad (9.48)$$

для залізобетонного елемента з тріщинами в розтягнутій зоні при розташуванні такої зони в менш нагрітій грані (рис. 9.4, б):

$$\epsilon_t = \frac{\alpha_{bt} t_b y_s + \alpha_{st, m} t_s (h_0 - y_s)}{h_0} \gamma_t; \quad (9.49)$$

$$(1/r)_t = \frac{\alpha_{bt} t_b - \alpha_{st, m} t_s}{h_0} \gamma_t; \quad (9.50)$$

для ділянок залізобетонного елемента з тріщинами, розташованими біля більш нагрітої грані (рис. 9.4, в):

$$(1/r)_t = \frac{\alpha_{st, m} t_s - \alpha_{bt} t_b}{h_0} \gamma_t. \quad (9.51)$$

У формулах (9.47) ... (9.51); t_s — температура арматури A_s ;

t_b — температура бетону стиснутої грані; n_t — коефіцієнт перегріву, який у розрахунках приймають за граничними станами першої групи рівним 1,1, а другої групи — 1; α_{stm} — коефіцієнт температурного розширення арматури в бетоні

$$\alpha_{stm} = \alpha_{bt} + (\alpha_{st} - \alpha_{bt}) \varphi_\alpha, \quad (9.52)$$

де α_{st} та α_{bt} — коефіцієнти лінійного температурного розширення арматури та бетону.

Значення коефіцієнтів α_{st} , α_{bt} та φ_α наведено в нормах [18].

Прогин f_t , зумовлений деформаціями від нерівномірного нагрівання бетону по висоті перерізу елемента, визначають за формулою

$$f_t = \int_0^t \bar{M}(x) (1/r)_t(x) dx, \quad (9.53)$$

де $(1/r)_t(x)$ — кривизна елемента в перерізі x від дії температури з урахуванням наявності в даному перерізі тріщин, спричинених зусиллями від дії навантаження або температури; $\bar{M}(x)$ — згинальний момент, прикладений у напрямі шуканого переміщення елемента в перерізі x по довжині прольоту, для якого визначають прогин.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елементів при дії підвищених і високих температур a_{crc} , мм, визначають за формулою

$$a_{crc} = \delta \eta 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} \left[\frac{\Phi_t \sigma_s}{E_s \beta_s \nu_s} + (\alpha_{stm} - \alpha_{bt}) t_s \right], \quad (9.54)$$

усі позначення для якої наведено вище і в нормах [13, 18].

Контрольні запитання

1. Які існують види динамічних навантажень?
2. Як визначити основні параметри коливань із урахуванням непружного опору залізобетону?
3. Як визначити особливості розрахунку залізобетонних конструкцій, що знають динамічних навантажень, за граничними станами?
4. Перелічіть основні заходи боротьби з вібраціями.
5. Як оцінюють інтенсивність землетрусу?
6. Як можна поділити всі будівлі і споруди залежно від конструктивних особливостей?
7. Що потрібно враховувати, проектуючи сейсмостійкі будівлі?
8. Як розраховують конструкції на сейсмічні навантаження?
9. Яких конструктивних заходів вживають, проектуючи будівлі та споруди для зведення на вічній мерзлоті?
10. Як позначаються підвищені температури на експлуатаційних якостях будівель і споруд?
11. Як враховують вплив підвищених температур у розрахунках залізобетонних конструкцій?

Частина друга

ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Розділ 10

ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

10.1. Основні положення

Будівля (споруда) являє собою сукупність конструктивних елементів, взаємопов'язаних між собою у певному порядку, що гарантує міцність, стійкість та довговічність усієї системи в цілому, а також її окремих елементів. Конструктивні елементи і супряження їх між собою, тобто конструктивні вузли, проектують відповідно до напрямку зовнішніх силових і несилкових впливів, напружень та інших фізичних процесів, що виникають у конструкції. В разі завантаження одного з елементів будівлі в роботу включаються й інші елементи, тобто настає їхня просторова робота.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується опором горизонтальному деформуванню від різного поєднання навантажень та дій і різними конструктивними заходами, що гарантують міцність самих елементів та вузлів спряження їх.

Проектуючи будівлі та споруди, конструктивні вирішення вибирають, виходячи з техніко-економічності застосування їх для конкретних умов максимального зниження матеріало- та трудомісткості і вартості будівництва. Цього, як правило, досягають, застосовуючи ефективні матеріали, повністю використовуючи їхні фізико-механічні властивості, що сприяє зменшенню маси конструкцій.

В одноповерхових промислових будівлях, як правило, застосовують каркаси, що складаються з поперечних рам, утворених колонами та несучими конструкціями (балки, ферми, арки), і поздовжніх елементів — фундаментних, підкранових та обв'язувальних балок, підкровокняних конструкцій, плит покриття і систем горизонтальних та вертикальних зв'язків (рис. 10.1).

У багатоповерхових промислових, житлових та цивільних будівлях просторова жорсткість створюється рамами з жорсткими геометрично незмінюваними вузлами або системою вертикальних та горизонтальних в'язевих діаграм, що складається з перегородок, стін та перекриттів, які працюють спільно.

За матеріал для конструкцій каркасів одно- та багатоповерхових будівель беруть в основному залізобетон, який відповідає вимогам:

міцності, довговічності та техніко-економічної ефективності. Поряд з цим залізобетонні конструкції мають бути індустріальними, тобто виготовляться, транспортуватись і монтуватись із якнайменшими затратами ручної праці. Індустріалізації і економічності будівництва досягають за рахунок використання збірних конструкцій заводського виготовлення.

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 промислових, житлових, цивільних і сільськогосподарських 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).

Для будівель з монолітних конструкцій їхні схеми й уніфіковані розміри призначають, виходячи з об'ємно-планувальних рішень, вимог технології зведення будівель, конструкцій укрупнених просторових арматурних каркасів та інвентарної опалубки.

Для сейсмічних районів необхідно вибирати раціональні конструктивні схеми, об'ємно-планувальні вирішення будівель, використовувати полегшені конструкції.

10.2. 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.

Уніфікація і типізація елементів, зчленування їх за конструктивною схемою гарантують проектні вирішення споруджуваної будівлі.

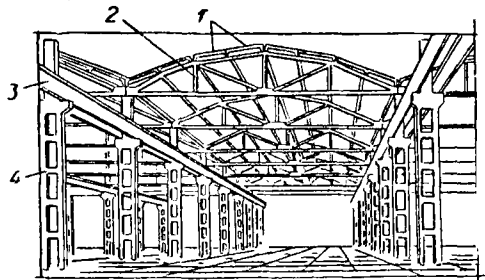


Рис. 10.1. Конструктивна схема одноповерхової промислової будівлі:

1 — панелі покриття; 2 — ферма; 3 — підкріпна балка; 4 — колона

Основою уніфікації є єдина модульна система, що являє собою сукупність правил координації об'ємно-планувальних вирішень на базі основного модуля — 100 мм (1 М). 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, а в разі призначення розмірів конструктивних елементів (поперечного перерізу, зазорів тощо) — дробові модулі 50, 20 та 10 мм, позначувані відповідно 1/2М, 1/5М та 1/10М.

В 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 житлових, цивільних і деяких промислових будівель розміри поперечних перерізів на поверхнях зберігаються, а насичення арматурою і клас бетону можуть змінюватись. Для деяких конструкцій збереження незмінності розмірів поперечного перерізу призводить до деякого збільшення витрати бетону (наприклад, колони верхніх поверхів). Разом з тим використання тих самих форм для виготовлення всіх колон каркаса будівлі і уніфікація арматурних каркасів сприяють зниженню загальної вартості конструкцій.

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 трудозатрати, 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 підкроквяних конструкцій). Для цивільних будівель раціонально застосовувати па-

нелі 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. 10.2, а). Натурні розміри є дійсними габаритами конструкції, які залежать від зазорів, точності виготовлення елементів, допуску, який звичайно коливається в межах 3...10 мм, методів та умов монтажу, способів складання і замоноличування швів.

Довжину ригеля міжповерхового перекриття визначають з урахуванням розмірів перерізу колони й зазорів (рис. 10.2, б).

Одноповерхові виробничі будівлі складаються з просторових кімрок, в яких планувальний елемент обмежено в одному напрямі прольотами, а в іншому — кроком колон. Розміри прольотів і кроку колон у будівлі можуть бути відповідно однаковими чи різними залежно від вимог технологічного процесу виробництва. Можливе блоку-

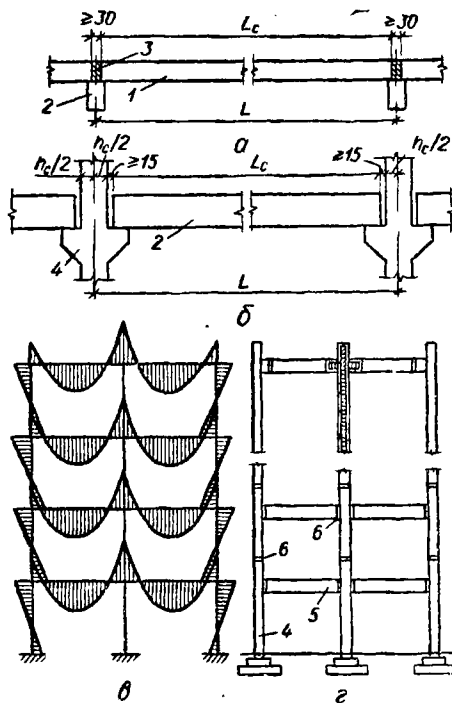


Рис. 10.2. Номінальний та конструктивний розміри збірних елементів і раціональні розміри конструкцій багатоповерхової рами на збірні елементи:

а — розміри панелі перекриття; б — те саме, ригеля міжповерхового перекриття; а — еюра моментів в елементах багатоповерхової рами; г — схема стиків збірних елементів багатоповерхової рами; 1 — панель; 2 та 5 — ригелі; 3 — заливка; 4 — колона; 6 — стик

вання прольотів одного напрямку з перпендикулярно розташованим прольотом (складальним), який може бути вищим. Для одноповерхових промислових будівель відстані між колонами в поперечному (прольоти) і поздовжньому (крок колони) напрямках приймають кратними модулю 6М (прольоти 6, 9, 12, 18 та 24 м, крок колон 6 або 12 м).

Висоту від підлоги до низу крокової конструкції в будівлях без кранів і обладнаних підвісними кранами вантажністю до 5 т приймають кратною модулю 0,6М, і становить вона від 3 до 8,4 м, а в будівлях з кранами більшої вантажності — до 14,4 м, і кратна модулю 1,2М. Висота будівель, обладнаних мостовими ручними кранами вантажністю до 20 т, 6...9,6 м, а при мостових електричних кранах вантажністю 5...32 т — 8,4...14,4 м. Висотний модуль для цих будівель 0,6М.

Для багатоповерхових промислових будівель прийнято уніфіковану сітку колон 6×6, 9×6, 12×6 та 12×12 м, а висоти кратні модулю 1,2 М (3,5; 4,8 та 6 м).

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 виробничих будівель прийнято навантаження, що дорівнює 0,5 кН/м². 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/м². Для міжповерхових перекриттів промислових будівель встановлено тимчасові нормативні навантаження від 5 до 30 кН/м² при модулі 0,5 кН/м².

В результаті уніфікації габаритних розмірів та навантажень виникла можливість звести об'ємно-планувальні вирішення будівлі та споруд до обмеженого числа типів у споріднених галузях промисловості. 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. При цьому широко використовують блокове компонування будівель, при якому всі виробничі цехи об'єднуються під спільним дахом.

Блокування цехів дає можливість знизити вартість будівництва скоротити траси доріг та комунікацій.

10.3. 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. 10.2, а) і де монтаж конструкцій найпростіший (рис. 10.2, б).

Конструкції, для виготовлення яких максимально використовуються високопродуктивні машини та механізми без додаткових ручних операцій, а також автоматизація виробництва, називають *технологічними*.

Збірні елементи виробляють за такими технологічними схемами: конвеєрною, потоково-агрегатною і стендовою.

За конвеєрною технологією елементи виготовляють в усталих формах, що переміщуються по рейках від одного агрегату до іншого. Під час пересування технологічні операції виконують у суворій послідовності.

При потоково-агрегатній технології форма з виробом переміщується від агрегату до агрегату незалежно від послідовності операцій, тобто технологічний ритм заздалегідь не регламентується і не є примусовим.

Стендова технологія характеризується тим, що форма з виробом на всіх технологічних етапах нерухома, а агрегати, що виконують операції, переміщуються уздовж лінії форм.

На кожний виріб розроблено свою технологічну схему виробництва. Прямокутні елементи каркасів багатоповерхових будівель без значних консолей краще виготовляти за конвеєрною чи потоково-агрегатною схемою, бо на одній вагонетці можна розмістити кілька форм.

Довгомірні попередньо напружені конструкції промислових будівель (кроквяні, підкроквяні та підкранові балки, ферми, панелі) зручніше виготовляти на лінійних стендах.

Панелі перекриттів та стін житлових будівель виготовляють касетним способом на нерухомому стенді, що складається з 8...10 вертикально розташованих касет.

Під час армування конструкцій слід використовувати просторові каркаси, які складають з плоских каркасів, та інші зварні вироби.

Від технологічності конструкцій залежать трудомісткість монтажних операцій під час зведення будівель та строки будівництва. Так, монтаж і закріплення в проектному положенні елементів прямокутної форми і простої конфігурації простіші, ніж елементів складної конфігурації.

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 конструкціями, 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, закріплювані 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 А-І марки ВСтЗсп2 або класу А-ІІ марки 10ГТ з великою плошадкою текучості. Арматура з холоднооброблених сталей для петель не придатна. Міцність петель перевіряють розрахунком.

Місця розташування петель чи отворів призначають з урахуванням статичної роботи конструкції в процесі транспортування і монтажу.

10.4. 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 по навантаженню від ваги елемента не вводять. Значення коефіцієнта динамічності можна знизити до 1,25, якщо це підтверджується досвідом застосування конструкцій.

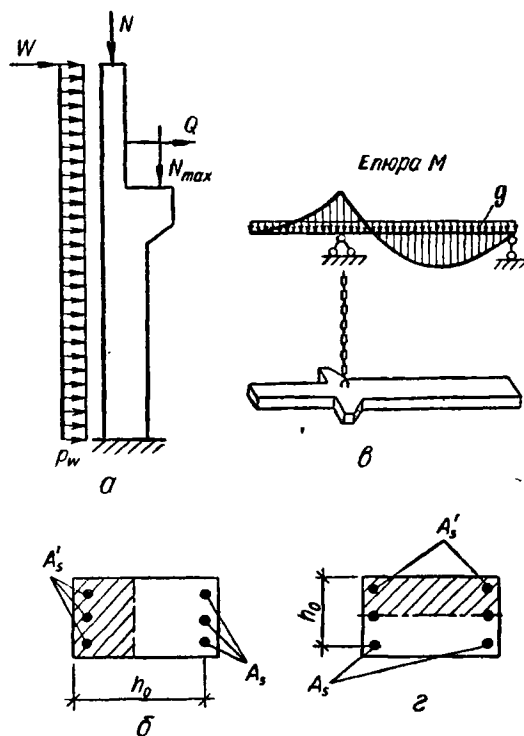


Рис. 10.3. До розрахунку збірних конструкцій в стадіях експлуатації, транспортування і монтажу: а — розрахункова схема колони в стадії експлуатації; б — армування перерізів у стадії експлуатації; в — розрахункова схема колони в стадіях транспортування і монтажу; г — армування колонн в стадіях транспортування і монтажу

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. 10.3, *a* та *б*), у другому положення стиснутої і розтягнутої зон змінюється (рис. 10.3, *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.

Конструкції значної висоти і малої ширини (ферми, балки-стінки, 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.

10.5. 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 кроквяних конструкцій (балки, ферми), стінових панелей, підкранових балок з колонами, ригелів з колонами, колон між собою, колон з фундаментами. На рис. 10.4 показано деякі поширені види стиків збірних елементів.

За розрахунково-конструктивними ознаками стики можуть бути випробовувальними: зазнавати осьового чи позацентрового 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. 10.4, *a*) 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.

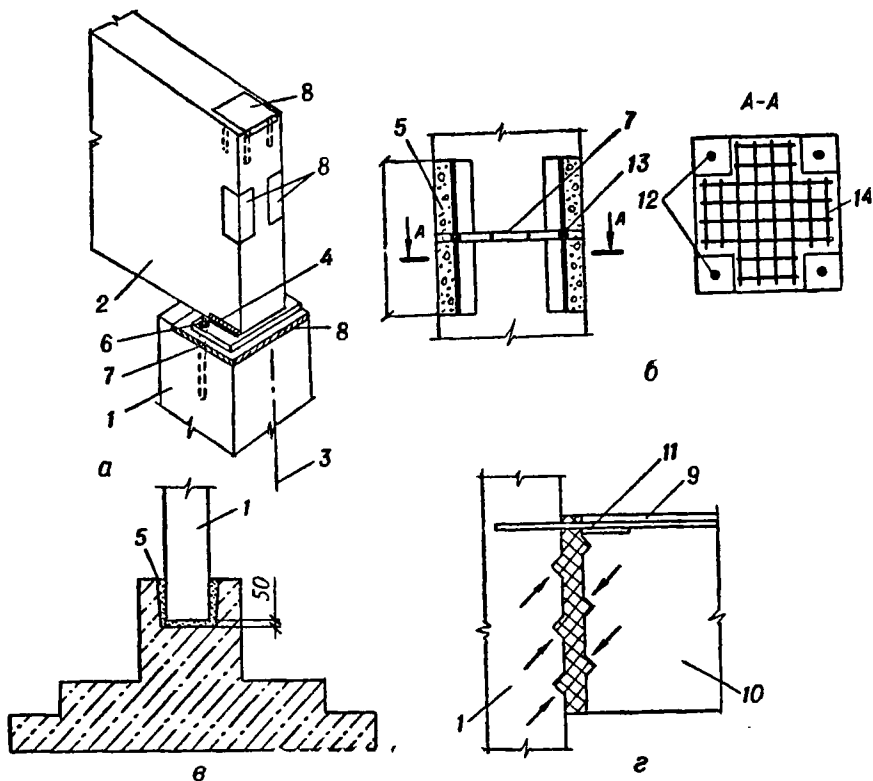


Рис. 10.4. Стиги збірних елементів:

a — ригеля з колоною; *б* — жорсткий стик збірних колон із ванним зварюванням арматурних випусків; *в* — колони з фундаментом; *г* — балки з колоною за допомогою бетонних шпенок; *1* — колона; *2* — ригель; *3* — вісь ряду; *4* — зварювання; *5* — бетон замоноличування; *6* — гайка; *7* — стальна пластина $\delta = 12$ 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)

Жорсткі стики колон рекомендується виконувати зварюванням випусків поздовжньої арматури у спеціальних підрізах з подальшим замоноличуванням їх (рис. 10.4, б). Торці колон стикують через центруючу бетонну прокладку або стальну 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 підрізків (рис. 10.4, б) визначаються числом стержнів, що стикуються. Їхню сумарну висоту h_1 приймають не менш як 30 см і не менш як $8d$ (d — діаметр випусків).

На кінцях стиснутих елементів, що стикуються, встановлюють непряму арматуру. Коефіцієнт насичення її μ приймають не менш як 0,0125. У зоні підрізування арматурні випуски зв'язують хомутами.

Бетон замонолічування стиків сильно навантажених стиснутих елементів приймають не нижче як В25. В разі потреби в зоні підрізування бетон замонолічування можна армувати зварними сітками.

До замонолічування такі стики працюють як шарнірні, а після замонолічування — як жорсткі.

Докладніші відомості про конструювання і розрахунок стиків наведено в п. 12.4.5.

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. 10.4, з).

В 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 замонолічування швів, що передають розрахункові зусилля, приймають залежно від умов роботи з'єднаних елементів, але не менше як В10.

10.6. Деформаційні шви

Більшість залізобетонних конструкцій — статично невизначувані системи. Зміна температури, усадка бетону, нерівномірне осідання фундаментів створюють у таких конструкціях додаткові зусилля. Так, у підкранових, обв'язувальних та інших поздовжніх балках каркасів неопалюваних будівель, у конструкціях, що зазнають сезонного перепаду температур, який спричиняє періодичні розтягання і стискання; у фундаментах на різнорідних 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.

В разі спорудження будівель з монолітних конструкцій деформаційні шви є робочими швами, тобто місцями для технологічного переривання робіт. Якщо відстань між деформаційними швами при температурі навколишнього повітря вищій за -40°C не перевищує розмірів, наведених у табл. 10.1, то для конструкцій без попереднього напружування і попередньо напружених, до яких ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, розрахунку на температуру, усадку бетону й осідання опор можна не робити.

Для попередньо напружених конструкцій, до яких ставлять вимоги 1-ї та 2-ї категорій тріщиностійкості, відстань між деформаційними швами визначають згідно з розрахунком конструкцій на тріщиностій-

Таблиця 10.1. Найбільші відстані між температурно-усадочними швами в залізобетонних конструкціях, м

Конструкції	В опалюваних будівлях або спорудах	У відкритих спорудах і неопалюваних будівлях
Збірні каркасні, у тому числі мішані з металевими і дерев'яними перекриттями	60	40
Збірні суцільні	50	30
Монолітні каркасні з важкого бетону	50	30
Те саме, з легкого бетону	40	25
Монолітні суцільні з важкого бетону	40	25
Те саме, з легкого бетону	30	20

кість від зусиль, спричинених температурою, усадкою бетону і осіданням опор.

В одноповерхових каркасних будівлях із залізобетонних конструкцій відстані між деформаційними швами можна збільшувати на 20 % порівняно із зазначеними в табл. 10.1. Наведені в таблиці відстані приймають при вертикальних зв'язках, розташованих у середині деформаційного блока. Коли ж зв'язки розміщені по краях температурного блока, то споруда чинить опір температурно-усадочним деформаціям подібно до суцільних конструкцій. У цьому випадку температурні й усадочні деформації в межах деформаційного блока обчислюють за формулами

$$\Delta_t = \alpha_{bt} L \Delta t; \quad \Delta_{shr} = \alpha_{shr} L, \quad (10.1)$$

а початкові напруження в лінійних елементах — за формулами

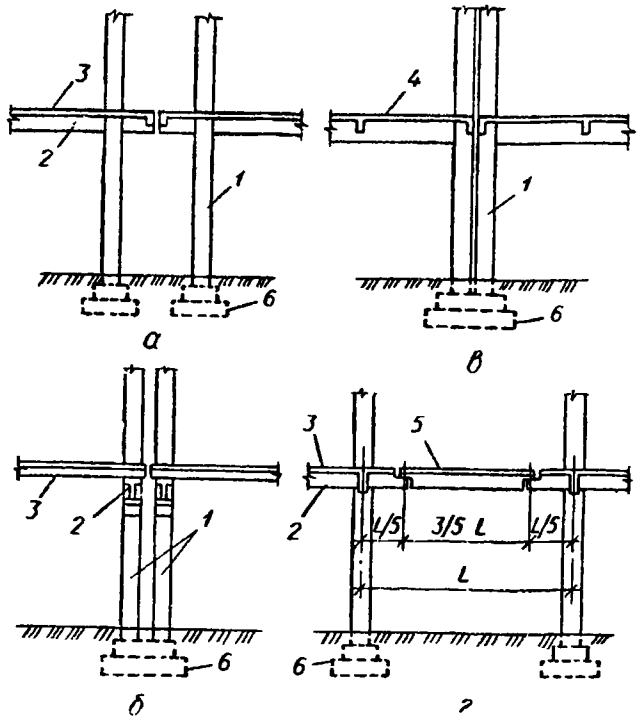
$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= \varepsilon_t E_b = \frac{\Delta t}{L} E_b = \alpha_{bt} E_b (t - t_0); \\ \sigma_{shr} &= \varepsilon_{shr} E_b = \alpha_{shr} E_b, \end{aligned} \right\} \quad (10.2)$$

де Δ_t та Δ_{shr} — відповідно абсолютні видовження або вкорочення блока чи елемента від перепаду температури і від усадки; α_{bt} — коефіцієнт лінійної температурної деформації бетону, який дорівнює $1 \cdot 10^{-5}$, $^{\circ}\text{C}^{-1}$; α_{shr} — середній коефіцієнт лінійної усадки бетону, який залежить від класу бетону та сорту цементу і дорівнює приблизно $3 \cdot 10^{-4}$; L — довжина температурного блока; $\Delta t = t - t_0$ — максимальний розрахунковий перепад температур.

Епюри M , Q та N від зміщення верху колон, спричиненого температурними та усадочними деформаціями, будують за загальними правилами будівельної механіки.

Усадочні шви передбачають у разі спорудження будівель на неоднорідних ґрунтах основи, у місцях різкої зміни висоти будівлі і навантажень.

Рис. 10.5. Деформаційні шви
 а — 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 підшви фундаменту (рис. 10.5, а). У каркасних будівлях температурно-усадочні шви виконують спарюванням колон з доведенням шва до верху фундаменту (рис. 10.5, б та в).

При значній відстані між осями колон осадочний шов виконують на зустрічних консолях балок (рис. 10.5, а) або у проміжку між колонами роблять вкладний проліт (рис. 10.5, г).

Консолі балок армують відповідно до діючих зусиль, а щоб зменшити тертя між балками, закладають сталеві пластини.

Температурно-усадочні шви звичайно роблять завширшки 20... 30 мм і заповнюють толем, руберойдом чи просмоленим клоччям.

10.7. Техніко-економічна оцінка залізобетонних конструкцій на стадії проектування

Величезні масштаби застосування залізобетонних конструкцій зумовлюють вимоги до зниження вартості і трудомісткості їх виробництва. На стадії проектування цього досягають розрахунком.

Щоб віднайти найкращу конструктивну форму, розв'язують ряд задач на визначення внутрішніх зусиль, які визначають напружено-деформований стан конструкції і розподіл матеріалу в ній. Ці задачі поділяються на дві групи: в першій розглядаються експлуатаційні вимоги, а в другій — граничні стани конструкцій, що

визначаються чинними нормами проектування. До першої групи належать вимоги, які в сукупності забезпечують відповідність конструкцій експлуатаційним якостям (планувальні вирішення, габарити будівлі, розміщення підйомно-транспортних засобів навантаження тощо). Друга група включає вимоги, що гарантують несучу здатність, жорсткість і надійність конструкції, довговічність її і споруди в цілому. Це вибір матеріалу (вид і класи бетону, класи арматури), способи армування, технологія виготовлення і монтажу конструкції, а також інші фактори, що мінімізують масу і вартість конструкції, які визначають відповідність її архітектурним вимогам, а також сприяють зниженню вартості і трудомісткості виготовлення.

Найзагальнішим показником ефективності конструкції є зведені затрати, які відбивають певні вимоги (компонувальні, конструктивні, технологічні та економічні), що ставляться до даної конструкції.

Найбільша економічна ефективність конкурентоздатних конструкцій (при належних експлуатаційних якостях, строках служби і рівній вогнестійкості) визначається мінімумом зведених затрат, що складаються з поточних видатків C_i (собівартості будівельно-монтажних робіт або експлуатаційних витрат), одноразових затрат K_i (капіталовкладень або вартості виробничих фондів), зведених до річних з урахуванням встановленого нормативного коефіцієнта ефективності капіталовкладень у будівництві, $E_n = 0,12$ (за винятком районів Крайньої Півночі, для яких $E_n = 0,08$):

$$C_i = E_n K_i = \text{тіл.} \quad (10.3)$$

При проектуванні будівельних конструкцій зведені затрати складаються з вартості конструкцій «у ділі» (з урахуванням зниження умовно-постійних накладних витрат внаслідок зменшення тривалості і трудомісткості будівництва), зведеної до року початку експлуатації об'єкта і затрат, зумовлених розмірами капіталовкладень у будівельну базу, та експлуатаційних витрат (сюди включають народногосподарські втрати від недовипуску продукції).

Виявлення конструкції, оптимальної щодо вартості (з серії однотипних, що різняться між собою геометричними розмірами, видом, класом та насиченістю арматури, видом і класом бетону, технологією виготовлення і т. д.), можливе в першому наближенні тільки за вартістю виробу «в ділі». На вартість конструкції істотно впливає вид їхнього спряження (колон з фундаментами або із стіновими панелями, колон з ригелями перекриттів), а також експлуатаційні витрати, зумовлені опаленням та вентиляцією приміщення залежно від висоти покриття (перекриття) при варіюванні зовнішніми розмірами порівнюваних конструкцій.

Розрахункову собівартість конструкції «в ділі» $C_{к.д}$ (в закінченій будівлі) на стадії проектування визначають як суму розрахункової вартості її заводського виготовлення C_k , транспортних витрат від заводу-виготовлювача до місця монтажу C_T , затрат на монтаж C_M та укрупнювальне складання $C_{у.с}$, а також змінюваної частини накладних витрат будівництва ΔH . При цьому заготівельно-складські витрати будівництва враховують коефіцієнтом 1,02 (усереднене значення) по дорозочанню робіт узимку оцінюють коефіцієнтом $k_3 = 1,025$ (якщо обсяг робіт по замоноличуванню не перевищує 15 % обсягу робіт по виготовленню використовуваних збірних елементів):

$$C_{к.д} = (C_k + C_T) 1,02 + (C_M + C_{у.с}) k_3 + \Delta H, \quad (10.4)$$

де C_M — затрати на монтаж, обчислювані за збірником № 11 Єдиних районних одиночних розцінок на будівельні роботи і додатка до нього: $C_T = B_i \Pi_T$ — затрати на перевезення конструкцій автомобільним чи залізничним транспортом, враховуючи розвантажування з транспортних засобів, а також вартість реквізиту, необхідного для автоперевезень. При цьому об'єм матеріалів визначають за проектними розмірами конструкції мінус порожнини.

Повну заводську розрахункову вартість конструкції визначають за формулою

$$C_k = C_{с.к} \cdot 1,145 k_{\text{тер}}, \quad (10.5)$$

де $C_{с.к}$ — розрахункова виробнича собівартість конструкції; 1,145 — коефіцієнт, що враховує середньогалузеву рентабельність і витрати на реалізацію виробів (позавиробничі витрати); $k_{тер}$ — коефіцієнт, що визначає територіальне подорожчання матеріалів та їх переробки за видами конструкцій, який приймають для центральних районів за одиницю, а для інших — згідно з інструкцією СН 509-78.

Змінна частина накладних витрат будівництва

$$\Delta H = 0,6Ч_м + 0,15З_м + 0,082C_{с.п} \quad (10.6)$$

де 0,6 — сума накладних витрат, крб. на 1 люд.-дн. трудомісткості будівельно-монтажних робіт; $Ч_м$ — трудомісткість робіт, пов'язаних з монтажем конструкцій, люд.-дн.; 0,15 — сума накладних витрат, крб. на 1 крб. затрат по основній заробітній платі будівельно-монтажних робіт; $З_м = Ч_м \cdot 0,625 \cdot 1,2$ — основна зарплата робітників будівництва на монтажі конструкцій; 0,082 — відсоток умовно-постійної частини середнього рівня накладних витрат у будівництві (50 % рівня накладних витрат у розмірі 16,5 % суми затрат); $C_{с.п}$ — прямі затрати собівартості конструкцій «у ділі», які є проміжним підсумком обчислень за умовою $(C_к + C_т) \times 1,02 + C_м$ у залежності (10.4).

Розрахункову виробничу собівартість конструкцій $C_{с.к}$, крб., визначають як суму окремих показників:

$$C_{с.к} = C_б + C_{ст} + C_a + C_н + C_д + C_{н.н} + C_ф + C_o + C_п + C_{з.г}, \quad (10.7)$$

а розрахункову трудомісткість — як суму трудових затрат часу на виготовлення одного виробу, люд.-год:

$$T_к = T_б + T_a + T_н + T_д + T_y + T_{н.н} + T_ф + T_{з.г}. \quad (10.8)$$

У формулах (10.7) та (10.8): $C_б$ та $T_з$ — сумарна собівартість бетонної суміші та трудові затрати на її приготування; $C_{ст}$ — сумарна ціна всіх видів сталі з урахуванням закладних деталей; C_a та T_a — сумарні затрати та трудомісткості виготовлення арматурних виробів із ненапруженої арматури (сітки, каркаси, окремі стержні, монтажні петлі); $C_н$ та $T_н$ — те саме, з попередньо напруженої арматури (стержні, дроти, канати тощо); $C_д$ та $T_д$ — собівартість та трудомісткість виготовлення закладних деталей; C_y та T_y — собівартість та трудомісткість укладання ненапруженої арматури та закладних деталей у форму; $C_{н.н}$ та $T_{н.н}$ — собівартість та трудомісткість робіт по натягуванню напруженої арматури; $C_ф$ та $T_ф$ — собівартість та трудомісткість формування виробів; C_o — затрати на утримання та експлуатацію форм (опалубки) для даного виробу; $C_п$ — собівартість пари для прогрівання виробу; $C_{з.г}$ та $T_{з.г}$ — сумарна собівартість та трудомісткість операцій по підвищенню заводської готовності (укрупнювальне складання, опорядження і т. п.).

Розрахункову виробничу собівартість $C_{с.к}$ та трудомісткість $T_к$ виготовлення одного виробу визначають залежно від технології виготовлення та параметрів бетонної суміші як для еталонної конструкції, так і для елементів нових вирішень.

Для обчислення показників, що входять до формул (10.7) та (10.8), використовують нормативні залежності, наведені в інструкціях.

Обчислені значення вартості та трудомісткості конструкцій «у ділі» за зведеними затратами не враховують, вибираючи оптимальну технологію виготовлення елементів, а також найкращі способи виконання окремих технологічних операцій (заготівля, укладання і натягування арматури, бетонування, термоволога обробка та ін.).

Розрахункова виробнича собівартість конструкції залежить від таких факторів: форми, довжини та геометричних розмірів поперечного перерізу (висота, ширина та товщина полиць) елементів їх армування; характеристик робочої арматури

(клас, марка, вид арматурної сталі); виду і класу бетону; вартості бетону та арматури; технології виготовлення і методів транспортування та монтажу.

В разі порівняння конструкцій однакової довжини, виготовлених із рівноцінних щодо вартості бетону та арматури, які мало різняться вартістю методів виготовлення, транспортування та монтажу, цих факторів практично не враховують.

На вартість порівнюваних конструкцій істотно впливають форма та геометрія поперечного перерізу, дисперсія та вид армування, вид і клас бетону. Ці фактори визначаються вимогами норм [13], виходячи з додержання граничних станів:

першої групи згідно із залежностями

$$M_u \leq M_{crc}; \quad Q_u \leq [Q_{wb} + Q_{inc}]; \quad N_u \leq N_{crc}; \quad (10.9)$$

другої групи згідно з умовами

$$M_u^n \leq M_{crc}^n; \quad \sigma_{mt} \leq R_{bt,ser}; \quad N_u^n \leq N_{crc}^n; \quad f_{m/l} \leq f/l; \quad a_u \leq a_{crc}. \quad (10.10)$$

Велика кількість вимог, що ставляться до залізобетонних конструкцій нормами [13], ускладнює завдання визначення оптимальної конструкції. Використання для цього ЕОМ полегшує вибір і дає можливість якнайповніше оцінити переваги і недоліки розглядуваних конструкцій.

Контрольні запитання

1. Які основні принципи покладено в основу проектування будівель та споруд?
2. Якими конструктивними заходами забезпечується просторова жорсткість будівель?
3. У чому полягає уніфікація планувальних вирішень?
4. Які основні параметри прольотів та висот поверхів одно- та багатопверхових промислових будівель?
5. Які основні принципи покладено в основу типізації конструктивних елементів?
6. Які основні технологічні схеми виготовлення збірних залізобетонних конструкцій?
7. Чим пояснюється необхідність розрахунку збірних конструкцій у стадії виготовлення, транспортування та монтажу їх?
8. Які основні принципи розчленування рами на збірні елементи?
9. За якими функціональними ознаками поділяються стики збірних залізобетонних конструкцій?
10. В яких випадках застосовують деформаційні шви?
11. Які основні конструкції деформаційних швів?
12. Які основні критерії техніко-економічної оцінки залізобетонних конструкцій?
13. За якими параметрами проводиться оптимізація залізобетонних конструкцій?

Розділ 11

ОДНОПОВЕРХОВІ КАРКАСНІ ПРОМИСЛОВІ ТА СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКІ БУДІВЛІ

11.1. Компонування будівель

Одноповерхові каркасні будівлі широко використовують у промисловості та сільському господарстві. У плані вони, як правило, мають прямокутну форму з прольотами однакової ширини та висоти.

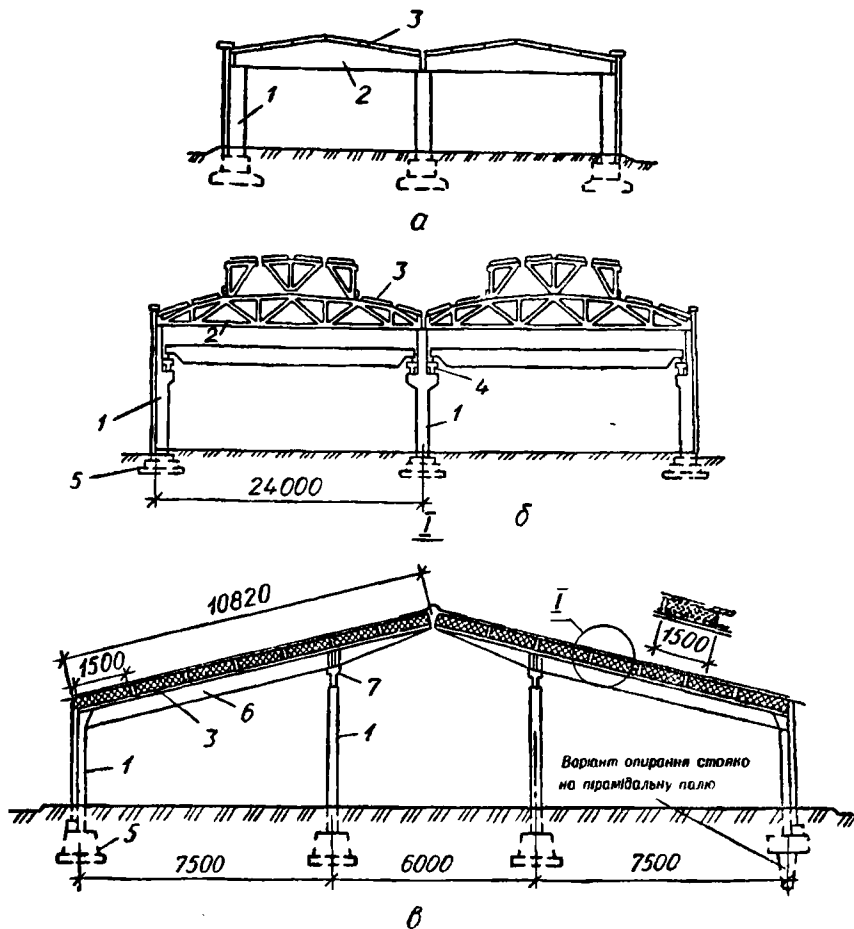


Рис. 11.1. Схеми поперечних рам каркасів одноповерхових будівель з типовими залізобетонними конструкціями:

a — промислова будівля без мостових кранів; *б* — те саме, обладнана мостовими кранами; *в* — сільськогосподарська будівля зі стояково-балковою схемою; 1 — колона; 2 — ригель; 3 — панель покриття; 4 — підкранова балка; 5 — фундамент; 6 — консольна балка покриття; 7 — прогін

Одноповерхові будівлі бувають одно- та багатопрольотними. Промислові одноповерхові будівлі для переміщення вантажів обладнують мостовими, підвісними або напільними кранами.

Ширину прольотів цехів призначають кратною 6 м, тобто 12, 18, 24 м. Висоту цехів визначають виходячи з відсутності чи наявності мостових кранів. Так, у будівлях без мостових кранів (рис. 11.1, *a*), обладнаних підвісними кранами вантажністю 0,25...5 т, висоту цехів *H* (від позначки чистої підлоги до низу несучої конструкції покриття на опорі) рекомендується призначати залежно від кроку колон та ширини прольоту *L*. Так, при кроці крайніх та середніх колон 6 м і $L =$

= 6...24 м $H = 3,6$ та $4,2$ м. Для того самого кроку колон і $L = 6...12$ м $H = 4,8$ та $5,4$ м, а при $L = 12...24$ м $H = 5,4; 6,0; 7,2; 8,4$ та $9,6$ м і при $L = 18...24$ м $H = 10,8$ м. Якщо крок крайніх колон 6 або 12 м, а середніх — 12 м і $L = 18...24$ м, то $H = 6; 7,2; 7,8; 8,4; 9,6$ та $12,6$ м, а при $L = 24$ м $H = 12,6$ та $14,4$ м.

У будівлях з мостовими кранами (рис. 11.1, б) висоту цехів та позначки верху кранової консолі призначають залежно від надрейкового габариту крана найбільшої вантажності з числа застосовуваних у даній схемі (табл. 11.1). При цьому враховують висоту рейки (з підкладками) 150 мм і підкранової балки 1400 та 1000 мм відповідно при кроці колон 12 та 6 м.

Загальні конструктивні схеми будівель із типових конструкцій мають різновиди, визначувані різними комбінаціями кроків колон та кроквяних конструкцій, а також видом останніх.

У будівлях із невеликими прольотами (12; 18 м) і заввишки до 10,8 м застосовують найпростішу схему з кроком колон крайніх та середніх рядів, а також кроквяних конструкцій 6 або 12 м (рис. 11.2, а).

Таблиця 11.1. Параметри будівель, обладнаних мостовими кранами загального призначення вантажністю 5...50 т

Проліт, м	Висота приміщення, м	Вантажність крана, т	Номінальна позначка головки підкранової рейки, м	Крок колон, м	
				крайніх	середніх
12; 18	8,4	5	6,35	6 або 12	6 або 12
		10; 5	5,75	6 або 12	6 або 12
12; 18	9,6	10; 15	6,95	6 або 12	6 або 12
		5	7,55	6 або 12	6 або 12
		20	6,55	6 або 12	6 або 12
12; 18	10,8	5	8,75	6	6
		10; 15	8,15	6 або 12	6 або 12
18; 24	12,6	20	7,75	6	6
		10; 15	9,65	6 або 12	12
12; 18	12,6	20	9,25	6 або 12	12
		30	8,90		
18; 24	14,4	10; 20	11,75	6 або 12	12
		30	11,35		
24; 30	16,2	30; 50	11,50		
			11,10	6 або 12	12
24; 30	18,0	30; 50	13,30		
			12,90	6 або 12	12

При кроці колон крайніх та середніх рядів 12 м можна застосовувати конструктивну схему з підкроквяними конструкціями, яка характерна для порівняно високих будівель з підвісним транспортом. Можна застосовувати і іншу схему з підкроквяними конструкціями, в якій крок колон крайніх рядів 6 м, а середніх — 12 м. У цих схемах кроквяні конструкції розташовуються з кроком 6 м і спираються у крайніх рядах на колони, а в середніх — на підкроквяні конструкції (рис. 11.2, б).

Застосування схеми каркаса будівлі з кроком рам 12 м без підкроквяних конструкцій веде до збільшення витрати матеріалів на покриття. Вибір кроку крайніх колон диктується також прольотом стінових панелей. Панелі прольотом 12 м менш економічні, ніж 6 м.

У будівлях із похилою покрівлею та мостовими кранами зі зміною кроку колон з 6 на 12 м витрата матеріалів збільшується мало, а в будівлях із плоскою покрівлею та підвісним транспортом, а також при підвісних стелях — істотно. Тому в разі підвісного варіанта рекомендується розташовувати несучі конструкції покриття через 6 м і використовувати підкроквяні конструкції.

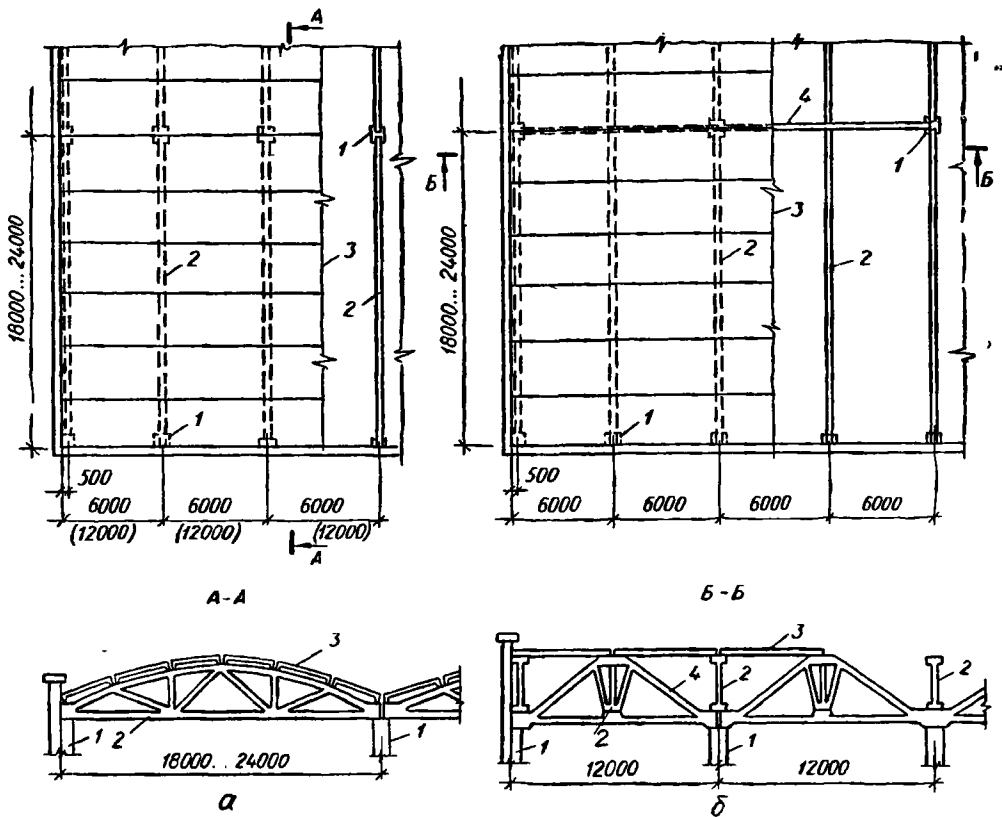
Зі зміною кроку кроквяних конструкцій (балок, ферм, арок) з 6 до 12 м при плитах покриття розміром 3×12 м значно скорочується число монтажних елементів і, отже, трудомісткість монтажних робіт.

У покриттях одноповерхових каркасних будівель дедалі ширше застосовують плити «на проліт» з розмірами 3×18 та 3×24 м повної заводської готовності. За опору для них правлять підкроквяні конструкції, покладені на погони вздовж будівлі. Ними можуть бути різного типу залізобетонні ферми, балки та інші конструкції (рис. 11.2, в). У такому покритті відсутні кроквяні балки або ферми. Це дає можливість зменшити будівельну висоту конструкцій покриття і будівлі в цілому.

Крок кроквяних конструкцій (6 або 12 м) вибирають на основі техніко-економічного порівняння з урахуванням технології виробництва, особливостей конструктивного вирішення і умов виконання робіт, а також можливостей виробничої бази.

Великі одноповерхові будівлі у плані поділяються температурними швами в поперечному, а іноді і в поздовжньому напрямках на окремі блоки. Відстань між температурно-усадочними швами для будівель опалювання та каркасних монолітних, збірних і збірно-монолітних — 60 м, для споруд відкритих та закритих неопалюваних — 26 м. Поперечний і поздовжній температурні шви виконуються на спарених колонах.

Збірні залізобетонні конструкції широко застосовують також у будівництві одноповерхових сільськогосподарських будівель (корівників, свинарників, будівель майстерень, зерносховищ, теплиць, різних складів) із стояково-балковою схемою та зовнішніми несучими



стінами та консольними балками, які спираються на внутрішні та зовнішні колони (рис. 11.2, в), із збірних тришарнірних рам.

В разі застосування залізобетонних конструкцій забезпечується вогнестійкість та довговічність будівель, зменшуються витрати на ремонт будівлі, економляться матеріали.

Каркасні сільськогосподарські будівлі проектують на основі єдиної модульної системи з прольотами, кратними 3 м (12, 18 та 21 м).

Розміри по висоті приймають кратними модулю 1,2 М. Для сільськогосподарських будівель, що мають зовнішні водостоки, мінімальна висота 2,4 М.

Будівлі компонують відповідно до прийнятої системи прив'язки колон крайніх рядів і зовнішніх стін до поздовжніх розбивних осей.

У будівлях без мостових кранів і обладнаних мостовими кранами вантажністю до 32 т групи режимів роботи 1 К...5 К при кроці колон 6 м і висоті від підлоги до низу несучих конструкцій покриттів до 10,8 м розбивна вісь проходить по зовнішній грані крайнього ряду колон (нульова прив'язка) (рис. 11.3, а). У будівлях, обладнаних мостовими кранами вантажністю 32 т, при кроці колон 6 м і висоті від підлоги до

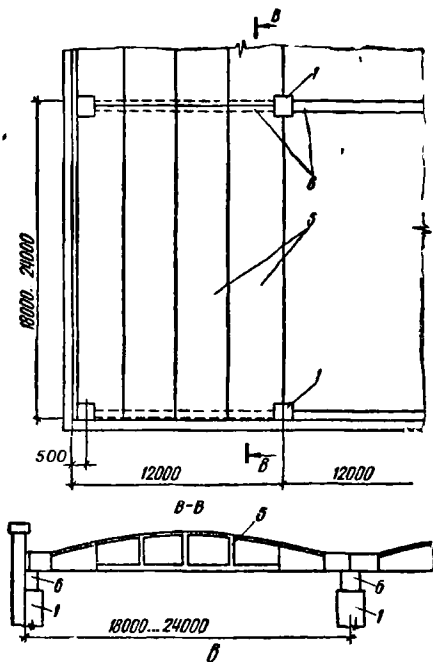


Рис. 11.2. Схеми покриттів одноповерхових будівель:

a—при кроці колон 6 або 12 м; *б*—при кроці по зовнішньому ряду 6 м, по внутрішньому—12 м; *в*—при кроці рам 12 м і плитах «на проліт»; 1 — колона; 2 — кроквяна ферма; 3 — плита; 4 — підкроквяна ферма; 5 — плита «на проліт»; 6 — підкроквяна балка

низу несучих конструкцій 10,2 м, а також при кроці колон 12 м і висоті 12,6...14,4 м (рис. 11.3, б) зовнішні грані колон зміщуються з поздовжніх осей на 250 мм назовні.

Колони середніх рядів, за винятком тих, що прилягають до поздовжнього температурного шва, і колон, встановлюваних у місцях висот прольотів одного напрямку, прив'язуються так, щоб осі перерізу надкранової частини колон збігалися з поздовжніми та поперечними розбивними осями (рис. 11.3, в).

Геометричні осі перерізів колон, за винятком тих, що прилягають до поперечного температурного шва та до торців будівель, мають збігатися з поперечними розбивними осями, а геометричні осі торцевих колон основного каркаса зміщуються від поперечних розбивних осей всередину будівлі на 500 мм або на більший розмір, кратний 250 мм (рис. 11.3, г), або на розмір *e*, що визначається розміщенням деталей кріплення стін (рис. 11.3, д). Внутрішні поверхні торцевих стін збігаються з попереч-

ними розбивними осями, тобто мають нульову прив'язку.

Поперечні температурні шви виконують на парних колонах, геометричні осі яких зміщуються з розбивної осі, розташованої по середині шва, на 500 мм у кожен бік (рис. 11.3, е) або на більший розмір, кратний 250 мм (рис. 11.3, ж).

Поздовжні температурні шви виконують на двох колонах з вставкою (проміжком між розбивними осями). Розміри вставок залежать від прив'язок колон, приймаються не менш як 500 мм і кратні 250 мм (рис. 11.3, з).

Прив'язування колон у поздовжньому температурному шві до поздовжніх осей здійснюється за такими правилами:

при однаковому кроці колон крайніх та середніх рядів (6 або 12 м), тобто коли нема підкроквяних конструкцій, колони прив'язують до поздовжніх осей, аналогічно до колон крайніх рядів (рис. 11.3, а та б);

при кроці колон крайніх рядів 6 м, а середніх— 12 м, тобто в разі застосування підкроквяних конструкцій, відстань між поздовжніми

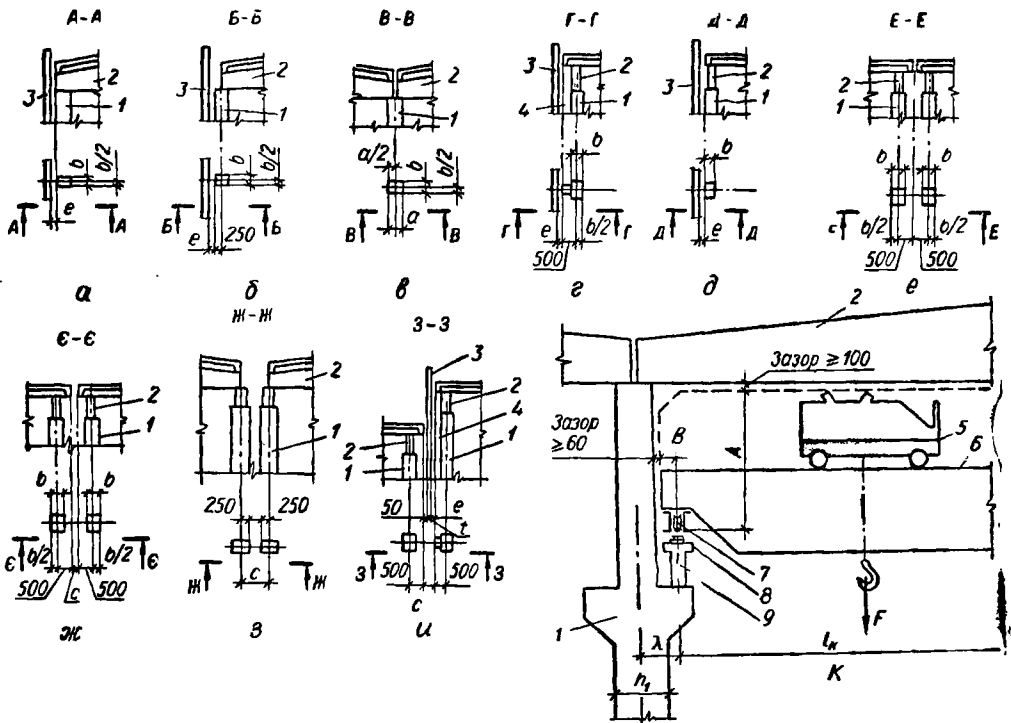


Рис. 11.3. Прив'язування колон до координатних осей:

а — крайніх рядів (нульова прив'язка); *б* — те саме, зміщене на 250 мм; *в* — середніх рядів; *г* — у торцях будівлі при зміщенні на 500 мм; *д* — те саме, при зміщенні на розмір *е*, що визначається розміщенням деталей кріплення стін; *е* — у поперечних температурних швах, основне; *ж* — те саме, допустиме; *з* — середніх рядів у поздовжніх температурних швах при наявності підкрювних конструкцій; *у* — в разі перепаду висот упоперек прольотів будівлі; *к* — те саме, коли застосовано мостовий кран; *1* — колона; *2* — ригель; *3* — стіна; *4* — фахверкова колона; *5* — візок; *6* — міст крана; *7* — колесо крана; *8* — підкранова рейка; *9* — підкранова балка

розбивними осями та гранями колон, звернутими в бік температурного шва, приймають кратною 250 мм.

Перепад по висоті упоперек прольотів будівлі (коли ригелі в різних рівнях) виконують, як правило, з вставкою на парних колонах (рис. 11.3, *у*).

Ширина вставки *с* має бути не менш як 300 мм, кратна 50 мм і дорівнювати округленій сумі таких розмірів: зазора *е* між крайньою поперечною віссю підвищеного прольоту і внутрішньою площиною стіни, товщини стіни *а* та зазора не менш як 50 мм між зовнішньою площиною стіни та крайньою поперечною координаційною віссю зниженого прольоту.

Перепади висот паралельних прольотів на парних колонах виконують за допомогою двох поздовжніх координаційних осей з вставкою між ними.

Прив'язку колон до цих осей виконують так само, як і для колон крайніх рядів, а розмір вставки c приймають, як і для перепадів упоперек прольотів будівлі.

Відстань від розбивної осі до осі підкранової балки прийнято єдину для всіх уніфікованих схем ($\lambda = 750$ мм). Вона складається з габаритного розміру крана B , розміру перерізу підкранової частини колони h_1 і потрібного зазора між краном та колоною (рис. 11.3, κ).

11.2. Конструктивні вирішення

Промислові будівлі проектують відповідно до уніфікованих теплових схем у вигляді площинних систем з поперечними рамами, утвореними стояками (колонами), замуrowаними у фундаментах, та ригелями (кроквяними балками, фермами або арками), шарнірно з'єднаними із стояками (рис. 11.1, ϵ).

Покриття будівель виконують з плоских великопанельних залізобетонних плит або просторових елементів у вигляді оболонки чи складок (розд. 13).

Спряження збірних залізобетонних елементів між собою виконуються на болтах і на зварюванні закладних деталей з наступним замоноличуванням швів бетоном на дрібнозернистому заповнювачі.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується у поперечному напрямі рамами каркаса, а в поздовжньому — панелями покриття, підкрановими балками та вертикальними зв'язками, встановлюваними в кожному температурному блоці уздовж поздовжніх рядів колон.

Практика і техніко-економічний аналіз показують, що використання в одноповерхових сільськогосподарських виробничих будівлях типових конструкцій покриттів, призначених для промислових будівель (рис. 11.1, a), веде до перевитрати матеріалів. Зведена товщина покриття становить 12,2 см. Дещо кращі (12,4 см) ці показники для будівель зі стояково-балковою схемою при консольних балках (рис. 11.1, ϵ).

Останнім часом у сільському господарстві споруджують будівлі, що складаються зі збірних тришарнірних залізобетонних рам, які спираються на окремі фундаменти. По рамах укладають плити покриття.

Виробничі будівлі проектують із урахуванням вимог освітленості та вентиляції. У ряді будівель температурно-вологісний режим підтримується світловими та аераційними ліхтарями. Для будівель прольотом 18 м роблять ліхтарі завширшки 6 м, а при більших прольотах — 12 м. У крайніх прольотах будівель ліхтарів, як правило, не роблять. При безліхтарних покриттях влаштовують примусову вентиляцію і люмінесцентне освітлення.

11.3. Вертикальні і горизонтальні в'язі

Просторова жорсткість будівель забезпечується рамами каркаса, а в поздовжньому — панелями покриття, стінами, підкрановими балками, а також вертикальними і горизонтальними в'язями, встановлюваними в кожному температурному блоці.

Призначення в'язей — забезпечити жорсткість будівлі в цілому, стійкість стиснутих поясів ригелів поперечних рам (кроквяних балок або ферм) і сприйняття горизонтальних вітрових та гальмових кранових навантажень.

Горизонтальне навантаження (від вітру, крана), прикладене до покриття, може спричинити деформацію ригелів поперечних рам (кроквяних балок або ферм) з площини, а також, коли його прикладено до однієї колони, — втрату її стійкості. Щоб цього не сталося, встановлюють *вертикальні в'язі*, які складаються з:

в'язей між кроквяними балками або фермами для включення диска з плит покриття у спільну роботу з поперечними рамами; ці в'язі у вигляді хрестових ґрат зі сталевих кутиків встановлюють між кроквяними балками або фермами в площинах поздовжніх рядів колон (рис. 11.4, а та б) у крайніх комірках кожного температурного блока і кріплять за допомогою зварювання до закладних деталей опорних перерізів кроквяних балок чи ферм;

сталевих розпорок, встановлюваних у рівні верху колон в решті комірок у тій самій площині (рис. 11.4, в); цим досягають передавання горизонтальних навантажень на всі колони в поздовжньому напрямі;

вертикальних хрестових або порталних зв'язок зі сталевих прокатних профілів (рис. 11.4, б); вони збільшують загальну поздовжню стійкість будівлі в кожному поздовжньому ряду між двома суміжними колонами в середині температурних блоків і кріпляться до закладних деталей колон приварюванням косинок. Ці в'язі доводять угорі до поздовжніх сталевих розпорок для безкранових будівель і до підкранових балок у будівлях із мостовими кранами. При великих відстанях між верхом підкранових балок і поздовжніми розпірками вертикальні хрестові в'язі нарощують до розпорок додатковими елементами із сталевих прокатних профілів.

Якщо всі колони у поздовжньому напрямі мають однакову жорсткість або висота кранових конструкцій на опорах не перевищує 800 мм, додаткових вертикальних в'язей між фермами (балками) не ставлять.

Вертикальні в'язі, встановлювані між колонами, розраховують на дію вітрових навантажень, прикладених до торцевих стін, та поздовжніх гальмових навантажень від мостових кранів.

Горизонтальними в'язями по верхньому поясу у безпрогінних покриттях безліхтарних будівель є залізобетонні плити, які укладають безпосередньо на кроквяні балки або ферми і приварюють до них не менш як у трьох кутах із додержанням мінімальної довжини опи-

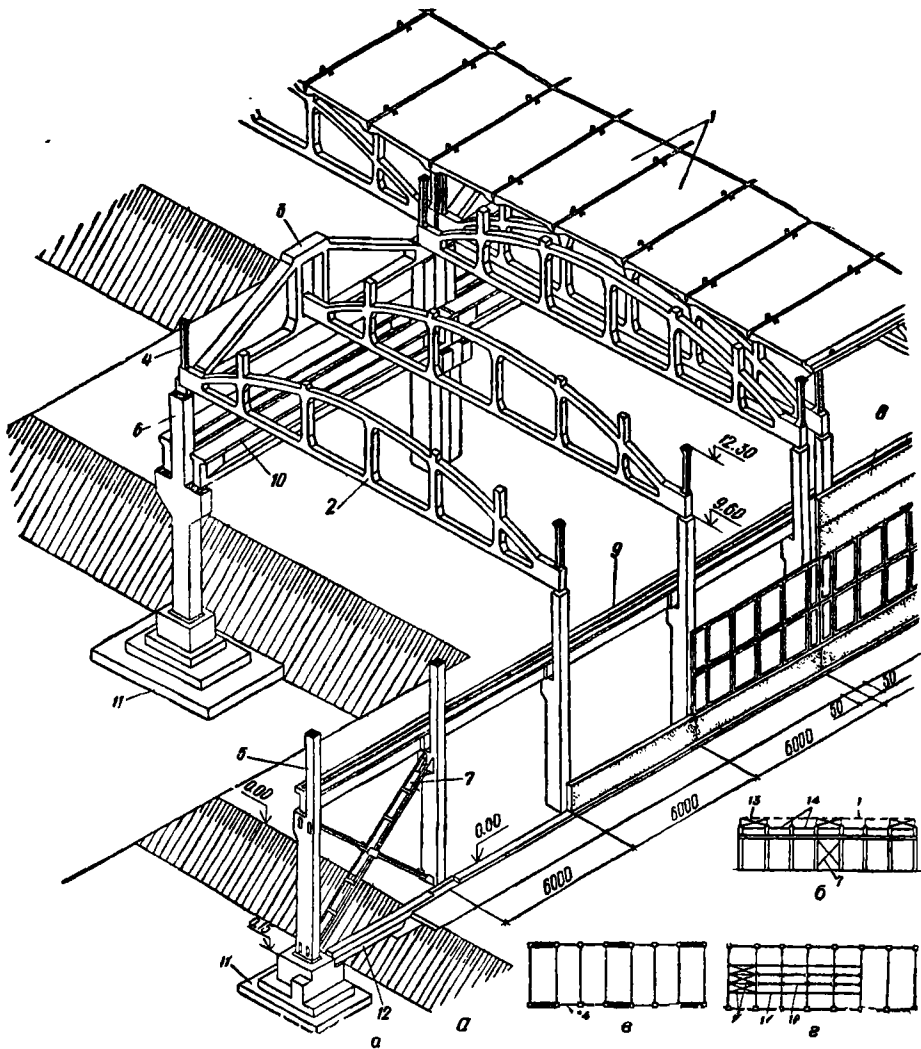


Рис. 11.4. Збірний залізобетонний каркас одноповерхової промислової будівлі і схеми в'язей: а — загальний вигляд каркаса будівлі; б — встановлення вертикальних в'язей; в — те саме, горизонтальних розпорок; г — те саме, горизонтальних діафрагм; 1 — плити покриття 3 × 6 м; 2 — безкосцева ферма $l = 18$ м під плоску покрівлю; 3 — підкровоквяна ферма $l = 12$ м; 4 — металевий стійак; 5 — колона крайнього ряду (крок 12 м); 6 — колона середнього ряду (крок 12 м); 7 — хрестові в'язі по колонах з кутикової сталі; 8 — стінові панелі $l = 6$ м; 9 — підкранова балка $l = 6$ м і кранова колія; 10 — підкранова балка $l = 12$ м; 11 — монолітний фундамент під колону; 12 — фундаментна балка $l = 6$ м; 13 — ферма з кутикової сталі; 14 — сталеві розпірки; 15 — в'язеві ферми в площині покриття; 16 — сталеві тяжі

Таблиця 11.2. Мінімальна довжина опирання плит покриття на будівельні конструкції, мм

Вид несучої конструкції каркаса будівлі	Довжина панелі, м	
	6	12
Стальні	70	100
Залізобетонні	80	100
Кам'яні	120	150

рання (табл. 11.2). При цьому має бути забезпечене зварювання по всій довжині або ширині опирання закладної деталі панелі на закладну деталь ферми чи балки. У такий спосіб досягають утворення жорсткого диска, і відпадає потреба в додаткових горизонтальних в'язях у площині покриття.

Жорсткий диск покриття забезпечує просторову роботу каркаса будівлі, якщо в площині диска поперечна горизонтальна сила, яка припадає на одну плиту, не перевищує 15 кН (для плит $1,5 \times 6$ м —

10 кН). При більших значеннях поперечної сили по верхніх поясах ферм установлюють в'язі, а в плитах на обох кінцях приварюють одне ребро, яке є розпіркою. Якщо додержано умов приварювання плит до несучих конструкцій, розрахунок жорсткого диска на поперечну силу можна не виконувати для безкранових будівель та будівель з мостовими кранами вантажністю до 32 т. Коли потрібний розрахунок, поперечну силу в жорсткому диску визначають як у нескінченно жорсткій балці на пружних опорах (поперечних або поздовжніх рамах каркаса будівлі).

Влаштування ліхтаря у безпрогінних покриттях знижує жорсткість диска і в цьому випадку на підліхтарних ділянках покриттів по верхніх поясах кроквяних балок або ферм для забезпечення їхньої стійкості з площини передбачають горизонтальні в'язі у крайніх підліхтарних прольотах у вигляді в'язевих ферм зі сталевих кутиків; при цьому в інших підліхтарних прольотах у тій самій площині ставлять сталеві розпірки та тяжі по гребеню ферми чи балок. Розпірки сприймають стискувальні, а тяжі — розтягувальні зусилля (рис. 11.4, а).

Якщо ліхтар не доходить до торця температурного блока, то в'язь по верхньому поясу кроквяних балок чи ферм у крайніх прольотах не ставлять, а тяжі та розпірки кріплять до елементів покриття крайнього прольоту.

Горизонтальними в'язями по нижньому поясу в безпрогінних покриттях великої висоти, крім горизонтальних в'язей по верхньому поясу балок чи ферм, є горизонтальні об'язкові ферми, що складаються із сталевих кутиків та нижніх поясів двох суміжних кроквяних балок або ферм. Необхідність у цих в'язях пояснюється тим, що вітрове навантаження, яке діє на будівлі, спричиняє згинання торцевої стіни і покриття в цьому разі використовується як горизонтальна опора стіни.

Якщо горизонтальне зусилля від усіх навантажень на кожну панель покриття не перевищує 10 кН, то горизонтальні в'язі по нижніх поясах кроквяних балок (ферм) не потрібні.

Крім того, під час гальмування крана виникають горизонтальні зусилля, які для блока будівлі визначають при найневигіднішому розташуванні кранів у кожному блоці.

У заблокованих будівлях з залізобетонними колонами однієї висоти (до 18 м), обладнаних в усіх прольотах мостовими кранами вантажністю до 32 т включно, горизонтальні зусилля можуть передаватись панелями. При цьому ліхтарі можуть бути в усіх прольотах.

Якщо число прольотів з ліхтарями не перевищує загального числа прольотів і вантажність мостових кранів до 32 т, панелі покриття забезпечують розподіл горизонтальних зусиль від кранів. Тому розрахунку на горизонтальні зусилля можна не робити і горизонтальні в'язі по нижніх поясах не потрібні.

11.4. Несучі конструкції покриттів

11.4.1. Основні відомості. Покриття одноповерхових каркасних будівель можуть бути плоскі з лінійних елементів або просторові у вигляді тонкостінних оболонки. Тут розглядаються плоскі покриття, а конструкції просторових покриттів наведено в розд. 13.

Плоскі покриття можуть бути безпрогінними і прогінними.

Безпрогінне покриття роблять з плоских великопанельних плит завдовжки 6 або 12 м, укладених на ригелі поперечних рам (рис. 11.2). Панелі укладають ребрами на ригелі і кріплять до них зварюванням сталених закладних деталей — кутики на торцях ребер панелей приварюють до пластинок на верхніх поясах ригелів. При цьому кожен панель приварюють до ригеля у трьох кутах (за умовами технології зварювання). Довжину спирання поздовжніх ребер плит на несучі конструкції приймають за табл. 11.2. Шви між панелями заливають розчином або дрібнозернистим бетоном.

При прогонному покритті по ригелях поперечних рам через 1,5 або 3 м укладають поздовжні прогони, а на них — дрібнорозмірні плити.

Прогони таврового чи швелерного профілю кріплять болтами до кутиків, приварених до закладних деталей ригеля. Під час розрахунку прогонів зусилля в них визначають як в однопрольотній балці, завантаженій рівномірним навантаженням. Нормальна складова зовнішнього навантаження $q_y = q \cos \varphi$ спричиняє згинання прогону в його площині, а схилова складова $q_x = q \sin \varphi$ — згинання у взаємно перпендикулярній площині. Прогінне перекриття застосовують значно рідше, бо воно менш індустриальне, ніж безпрогінне.

11.4.2. Плити покриттів. *Дрібнорозмірні ребристі плити* використовують при прогінних покриттях і проектують завширшки 0,5 м і завдовжки 3 та 1,5 м. Плита складається з двох поздовжніх ребер перерізом 25×140 мм і полиці завтовжки 25 мм. Поздовжні ребра армують стержнями класу А-III, а полицю—зварною сіткою з дроту

класу Вр-І. В разі осьової прив'язки 250 та 500 мм біля парапетів укладають добірні елементи з плоских плит завтовшки 40 мм розмірами $0,75 \times 0,5$ та $0,6 \times 0,4$ м. Дрібнорозмірні плити армують дротом класу Вр-І.

У безпрогінних покриттях переважно застосовують збірні уніфіковані великопанельні залізобетонні плити розмірами $1,5 \times 6$; 3×6 ; $1,5 \times 12$ та 3×12 м.

Плити завширшки 1,5 м використовують тільки в місцях перепадів профілю покриттів, біля ліхтарів, у районах із сніговим навантаженням понад $1,5 \text{ кН/м}^2$, оскільки витрата арматури й бетону в них, а також трудові затрати на монтаж вищі, ніж у плит завширшки 3 м. Крім того, ці плити, укладені на уніфіковані ферми, спричиняють місцеве згинання верхнього поясу.

Плити сприймають навантаження від покрівлі, снігу, вентиляційних та інших пристроїв і передають їх на кроквові конструкції або стіни. Плити забезпечують також стійкість верхніх стиснутих поясів кроквяних конструкцій (у площині покриття) і передають вітрове навантаження з торців будівлі на поздовжні ряди колон. Плити проєктують з попередньо напруженою арматурою. Вибираючи клас арматури, слід враховувати умови експлуатації плит: агресивність середовища, температуру повітря, характер навантаження. У полицях плит допускаються отвори для розміщення водостічних ліжок і пропуску вентиляційних шахт. Для деяких виробництв покриття треба зводити з легкоскидною покрівлею.

Ребристі плити завдовжки 6...12 м мають П-подібний поперечний переріз, утворений двома поздовжніми ребрами та полицею, і поперечні ребра. Опалубкові розміри плит у межах однієї довжини і ширини не залежать від інтенсивності навантаження, площі поперечного перерізу, а також виду арматури. У плитах завширшки 3 м (рис. 11.5) поперечні ребра розташовані через 1000 мм, а в плитах завширшки 1,5 м — через 1500 мм. Товщина полиці плит — 30 мм.

По кутах плит, у місцях спряження поздовжніх та торцевих ребер з полицею є вути (потовщення по висоті та ширині під кутом $30...45^\circ$ до горизонталі і вертикалі), які забезпечують сприйняття горизонтальних зусиль, спричинених гальмуванням мостових кранів. Поздовжні ребра армують попередньо напруженою стержневою арматурою класів А-VI...Ат-VII, дротяною класу Вр-II та канатами класу К-7. Поздовжні і поперечні ребра армують зварними каркасами. Поздовжні стержні каркасів виготовляють із сталі класу А-III, поперечні — з дроту класу Вр-І. На опорах плити мають закладні деталі. Крім того, опорні зони армують додатковими каркасами та сітками для забезпечення міцності і тріщиностійкості зони передачі зусилля попереднього напруження на бетон.

Плити завдовжки 6 м виготовляють з бетону класів В15...В30, а завдовжки 12 м — В30, В40.

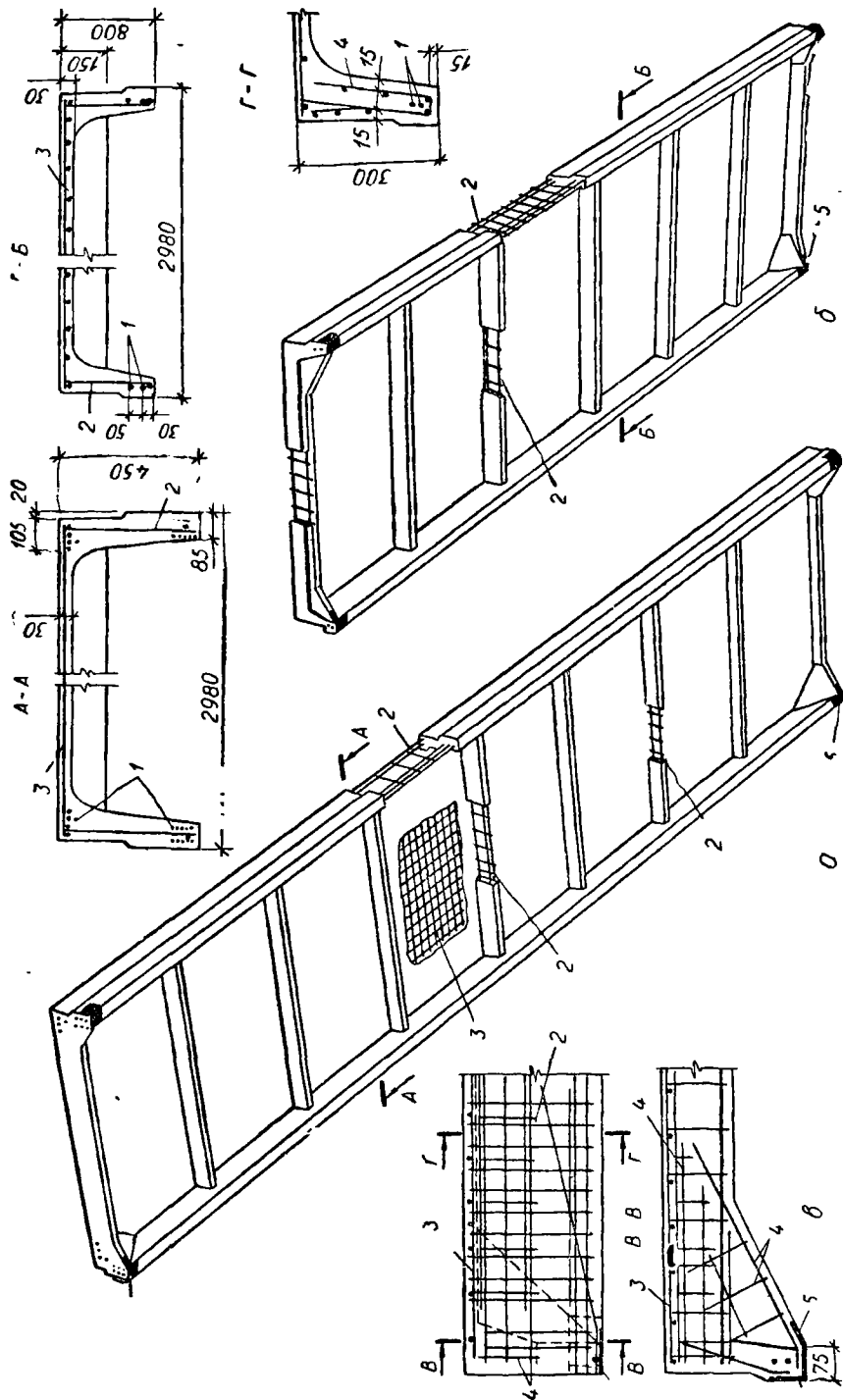


Рис.11.5. Панги покриття заширки 3 м:

а — заг лъный вид плати заводожки 12 м; б — те саме, 6 м; в — армування опорного вузла; г — попередньо напружувана армату-
ра; 2 — зварний каркас; 3 — плоска сітка; 4 — додаткова сітка в опорному вузлі; 5 — закладна деталь

Поздовжні та поперечні ребра плит розраховують як однопрольотні балки таврового перерізу. Полиці ребристих плит розраховують за балковою схемою, якщо відношення ширини плити до відстані між поперечними ребрами дорівнює 3, і як такі, що спираються по контуру, якщо це відношення менше за 1,5.

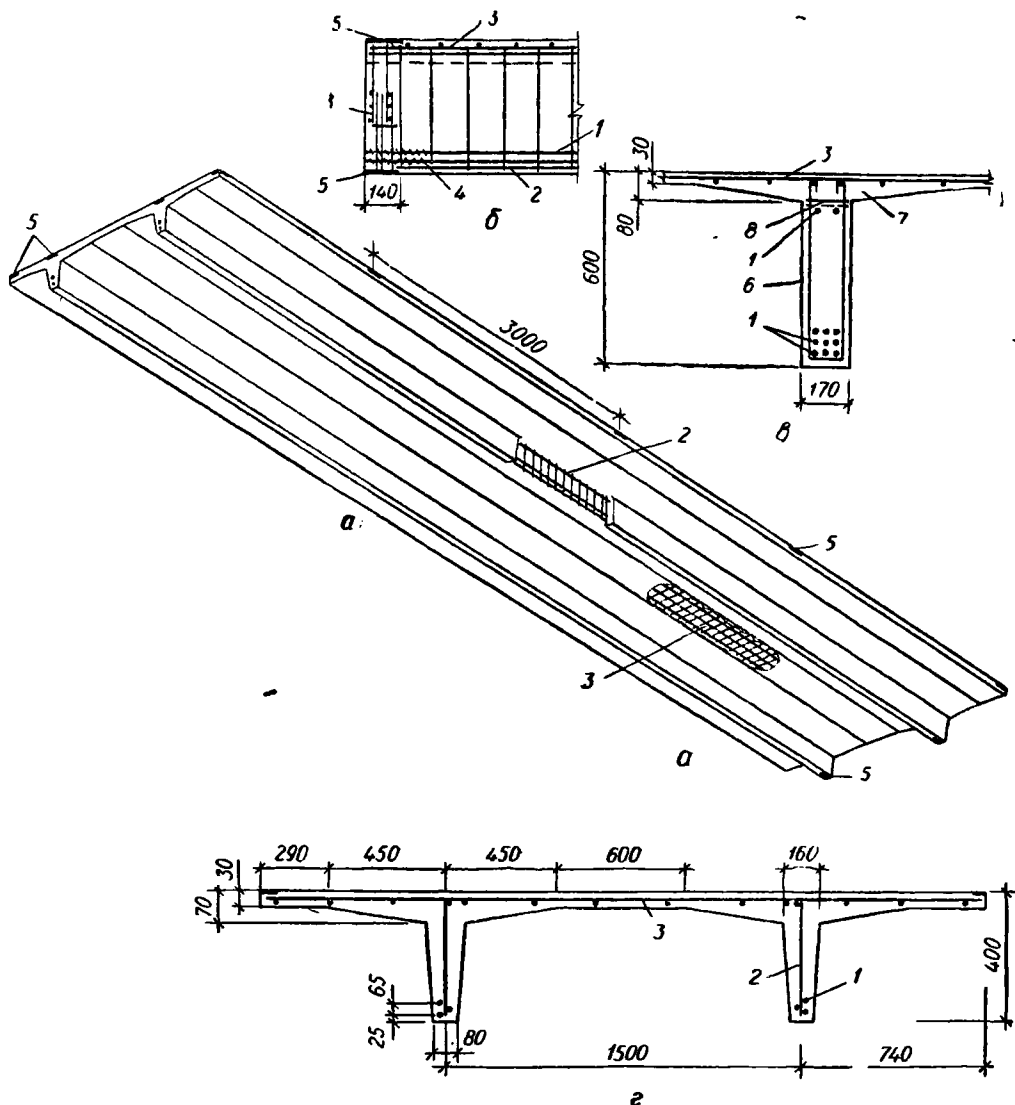


Рис. 11.6. Плита покриття типу «подвійне Т»:

a — загальний вигляд; *б* — опорний вузол; *в* — варіант армування для прольоту 18 м; *г* — поперечний переріз плити: 1 — попередньо напружувана арматура; 2 — зварний каркас; 3 — зварна плоска сітка; 4 — спіраль; 5 — з'ягладна деталь; 6 — збірне ребро; 7 — прибетонована полиця; 8 — бетонна шпонка

Таблиця 11.3. Техніко-економічні показники плит покриттів

Тип плити і розміри, м	Маса плити, т	Клас бетону	Зведена тов- щина бетону, см	Загальна витрата сталі, кг, в разі армування поздовж- ніх ребер	
				стержнями	дротом, канатами
Ребрита, 3×12	6,8	B30; B40	7,65	265...391	205...288
Те саме, 1,5×12	5,1	B30; B40	11,3	237...332	164...231
» 3×6	2,38	B25; B30	5,3	70...101	56...70
2Т, 3×12	6,8	B40	7,65	330	237

Приклади розрахунку ребристих плит покриття наведено в навчальній [7, 10, 11, 12] та довідковій [35, 36] літературі.

Плити двоконсольні 2Т проектують розмірами 3 × 6 та 3 × 12 м і більше. Плита складається з двох поздовжніх ребер заввишки відповідно 300 та 400 мм для прольотів 6 та 12 м, розташованих на відстані 1,5 м (рис. 11.6, а), та двоконсольної полиці змінної товщини (25...60 мм). Відсутність поперечних ребер спрощує форму плити. Поздовжні ребра армують поперечною напруженою стержневою арматурою класів А-IV...А-VII, дротяною класу Вр-II або канатною класу К-7, а полицю — зварною сіткою з дроту класу Вр-I подібно до армування ребристих плит.

Приклади розрахунку покриття 2Т наведено в навчальній літературі [7, 11, 12].

Техніко-економічні показники плит покриттів наведено в табл. 11.3, з якої видно, що найефективніші щодо витрати бетону та арматури плити розмірами 3 × 6 м. Проте застосування плит 3 × 12 м при кроці рам 12 м дає можливість удвоє зменшити кількість кроквяних конструкцій (балок, ферм) і відмовитись від підкроквяних конструкцій, що істотно знижує витрату матеріалів (бетону та арматури) на покриття, зменшує число монтажних елементів та трудозатрати на монтажі.

Плити покриття «на проліт» проектують під схиліві і малопохилі покрівлі прольотом 18 та 24 м. Покриття може бути з поздовжніми ліхтарями або безліхтарним. Номенклатура плит «на проліт» широка.

Двоконсольні плити типу 2Т (рис. 11.2, в) опираються на підкроквові конструкції прольотом 6 або 12 м.

Технологія виготовлення плит завдовжки 18 та 24 м двостадійна (рис. 11.6, в): спочатку виготовляють ребра з бетону класів B25...B40, а потім полицю з бетону класів B15 та B25. Ребра з полицею з'єднують випусками арматури. Поздовжні ребра плит розраховують як однопрольотні балки таврового перерізу, полицю — як двоконсольну балкову плиту.

Ребристі малопохилі плити прольотом 18 м (рис. 11.7, а) мають трапецеваті поздовжні ребра з похилом верхнього пояса 1 : 20, 1 : 30,

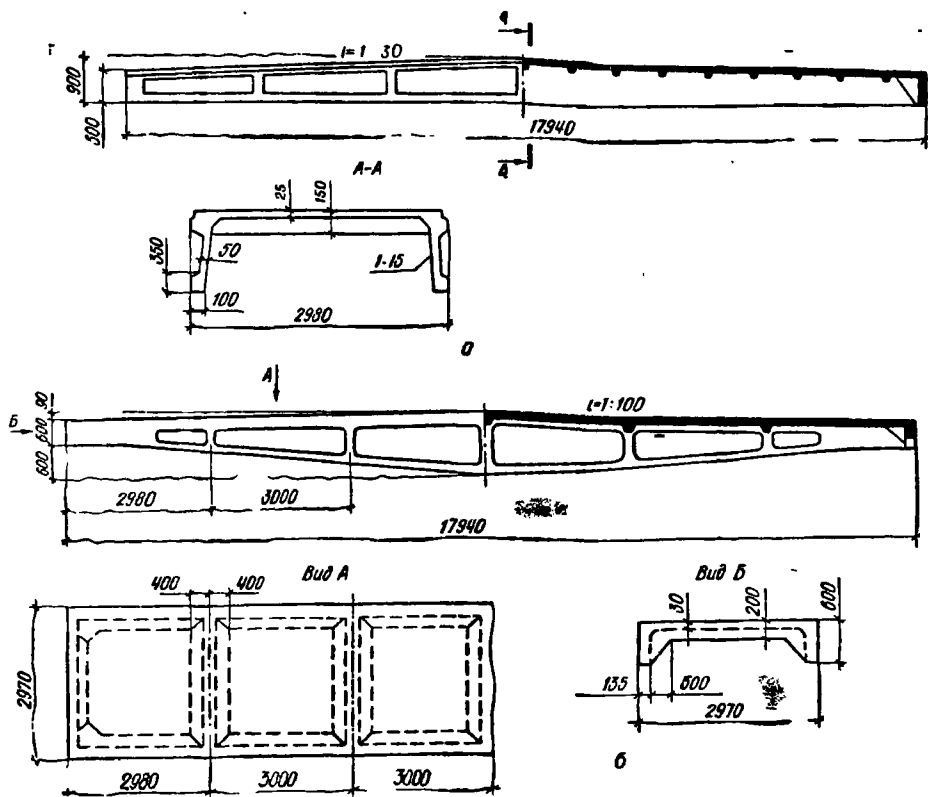


Рис. 11.7. Ребристі плити з малим похилом розмірами 3 × 18 м:
 а — з суцільними ребрами; б — з наскрізними ребрами шпренгельного типу

поперечні ребра через 1000 мм і полицю завтовшки 25 мм. Поздовжні ребра армують попередньо напруженою дротяною чи канатною арматурою класів Вр-II та К-7. Клас бетону В40.

Суцільні поздовжні ребра плит перешкоджають пропуску комунікацій (рис. 11.7, а). Щоб уникнути цього, розроблено плити П-подібного поперечного перерізу з розмірами 3 × 18 та 3 × 24 м з поздовжніми гратчастими ребрами шпренгельного контура і поперечними ребрами, розташованими через 3 м (рис. 11.7, б). Плити розраховано на корисне навантаження 10 кН/м². Їх виготовляють з бетону класу В40. Поздовжні і поперечні ребра спряжуються з полицєю за допомогою вутів. Поздовжні ребра армують попередньо напруженою стержевою арматурою класів А-IIIв або А-IV.

Поздовжні і поперечні ребра армують зварними каркасами, полицю — зварною сіткою. Поздовжні стержні каркасів роблять зі сталі класу А-III, а поперечні стержні каркасів та сітки — зі сталі класу Вр-I. Опорні зони армують так само, як і в ребристих плитах.

До плит «на проліт» належить і панель КЖС, що являє собою коротке циліндричне положисте попередньо напружене склепіння з двома ребрами-діафрагмами сегментного контура прольотом l_2 та бортовими балками — l_1 (рис. 11.8). Їх застосовують у покриттях одно- та багатопрольотних виробничих будівель з ліхтарями і без них, обладнаних мостовими кранами вантажністю до 32 т або підвісним транспортом вантажністю до 5 т.

Розміри панелей у плані 3×12 , 3×18 та 3×24 м, а в разі виготовлення на об'єкті будівництва можуть бути і 3×30 т:

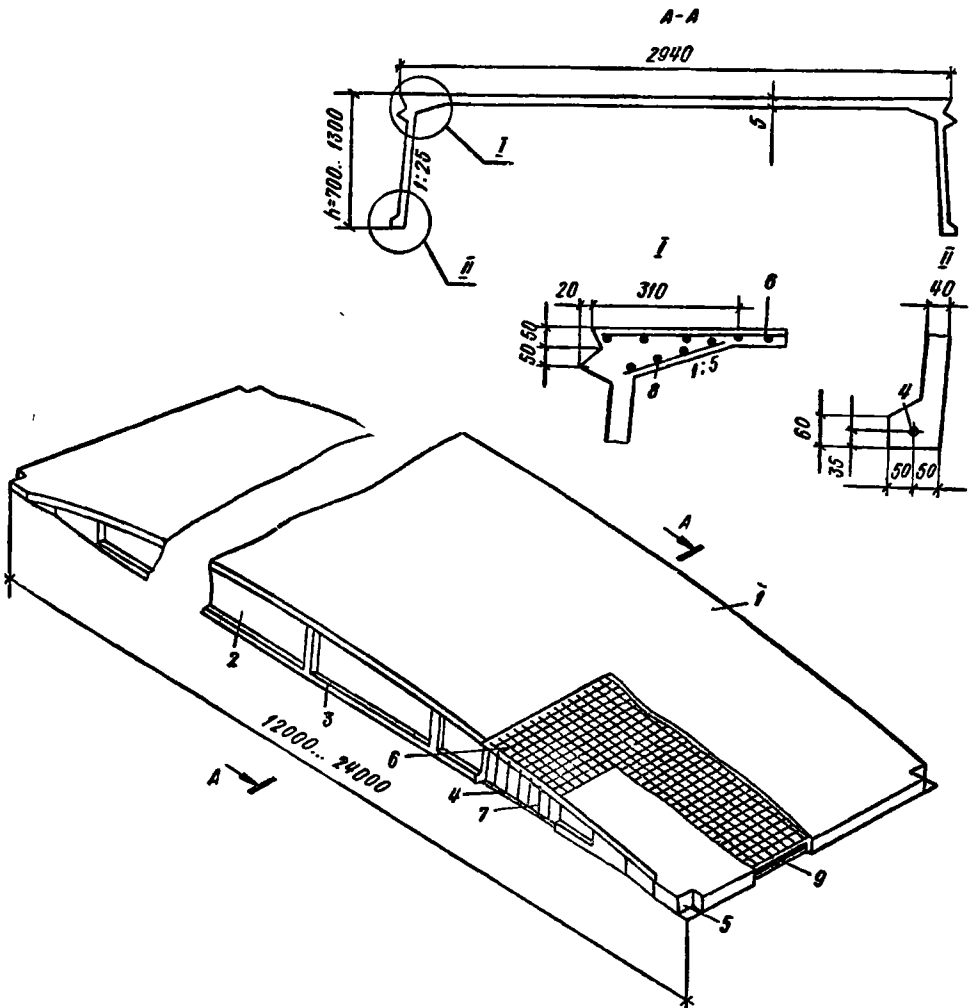


Рис. 11.8. Панель-оболонка КЖС:

1 — склепіння; 2 — діафрагма; 3 — вертикальне ребро жорсткості; 4 — напружена арматура діафрагми; 5 — анкер; 6 — зварна сітка оболонки; 7 — поперечна арматура діафрагми; 8 — сітка у вулі; 9 — торцева арматура

3 × 36 м. При значних снігових навантаженнях ширина панелей рекомендується 1,5 або 2 м. Співвідношення між довжиною і шириною плити має бути не менш як 4.

Висота панелі h у середині прольоту становить $(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{15}) l_1$ і залежить від навантаження та довжини прольоту. Товщина склепіння t не менш як 30 мм у середині прольоту, 50...60 мм біля опор з потовщенням, до 140...160 мм біля торців. Діафрагми завтовшки 40 мм у середніх колонах і 50 мм у крайніх підсилено вертикальними ребрами жорсткості. Склепіння з діафрагмами з'єднується за допомогою вутів ($i = 1 : 5$).

Склепіння армують зварними сітками з арматури класу Вр-І. Площа перерізу арматури, у процентах повної площі перерізу оболонки у середній частині прольоту, має бути не менш як: поздовжньої — 0,2 і поперечної — 0,3.

Діафрагми армують попередньо напружуваними стержнями із сталі класів А-IIIв та А-IV, високоміцним дротом або арматурними канатами класу К-7. Напружену арматуру треба надійно заанкерувати. Опорні ділянки на довжині 0,1l або більше, згідно з розрахунком, армують зварними каркасами, а також стержнями, почіпками, розташованими у вертикальних ребрах. Торцеві ребра армують зварними каркасами.

У поздовжньому напрямі плита є коротким циліндричним положистим попередньо напруженим склепінням оболонкою з двома ребрами-діафрагмами сегментного контура. Уздовж прольоту панелі діють тільки поздовжні сили, уперек (уздовж твірної оболонки) — поперечні сили та згинальні моменти. Отже, оболонку розраховують як циліндричне склепіння, що працює спільно з деформованими діафрагмами за методом граничної рівноваги з урахуванням зміни геометричної схеми у процесі навантажування відповідно до інструкції [32].

Панелі виготовляють з бетону класів В20...В45 залежно від прольоту та навантажень. Можна використовувати бетони на пористих заповнювачах.

Приклади розрахунку панелі КЖС наведено в навчальній [6, 10] та нормативній [32] літературі.

Заміна в панелі КЖС суцільних ребер-діафрагм на безкосцеві ферми дає можливість використати міжфермовий простір для пропуску комунікацій і перейти до постійної товщини полиці і спрощення її спряження з діафрагмами, що сприяє розширенню сфери застосування панелей оболонок «на проліт». Такою конструкцією є великопанельна збірна залізобетонна складчаста панель-оболонка «на проліт» комунікаційного типу КСО, призначена для покриттів одноповерхових промислових будівель з прольотами 24 м і розроблена під рівномірно розподілене навантаження 5,6 кН/м² та чотири підвісних крани вантажністю 3,2 кН кожний.

Панель-оболонка розмірами в плані 3×24 м складається з короткої складки завтовшки 30 мм, яка опирається на дві безкосцеві ферми полігонального контура заввишки у гребені 2,15 м (рис. 11.9). Полиця складки спряжується з фермами за допомогою вутів ($i = 1 : 1$). Відсутність у полиці поперечних ребер спрощує знімання виробу з матриці.

Полицю армовано зварною сіткою з дроту класу Вр-І, нижній пояс діафрагми — двома попередньо напруженими стержнями діаметр-

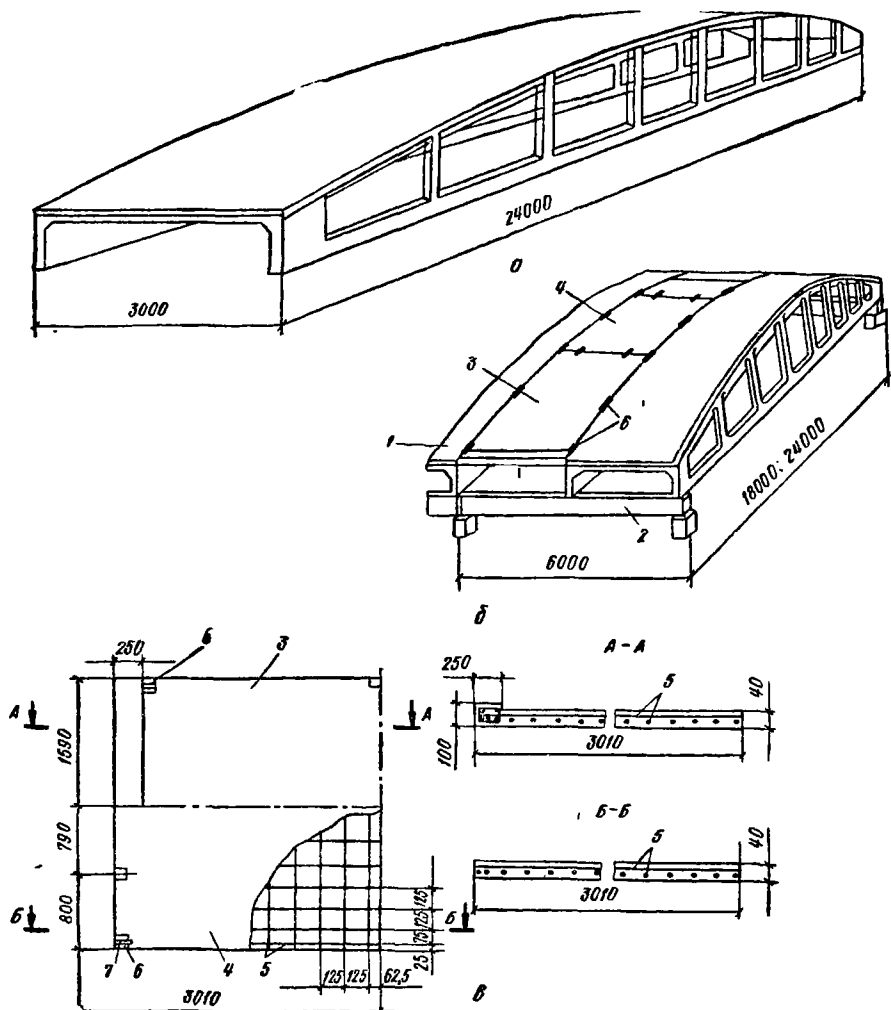


Рис. 11.9. Панель-оболонка КСО:

a — загальний вигляд; *б* — у сполученні з попередньо напруженими пластинами; *в* — попередньо напружені пластини; 1 — панель-оболонка КСО; 2 — підкрюквяна конструкція; 3 та 4 — відповідно крайня та середня пластини-оболонки; 5 — попередньо напружена робоча армура; 6 — закладна деталь; 7 — пегля

ром 18 мм зі сталі класу А-V (під навантаження 3,6 кН/м²) або двома стержнями діаметром 20 мм зі сталі того самого класу (під навантаження 5,6 кН/м²), а також в опорних частинах і на всій довжині — просторовими зварними каркасами з арматури класу Вр-I. Верхній пояс армовано плоскими каркасами з арматури класу А-III, а стожки — просторовими зварними каркасами з арматури класу Вр-I.

Застосування панелі КСО замість типових конструкцій (плити, балки, ферми) істотно знижує витрату матеріалів на покриття та грузомісткість його укладання. Ще ефективніше використовувати в покриттях будівель панелей-оболонки КСО в комбінації з гнучкими попередньо напруженими пластинами-оболонками. У цьому випадку плити КСО встановлюють через одну, а простір між ними перекривають гнучкими плитами (пластинами), які згинаються під час монтажу, спираються на уступи у верхньому поясі ферм-діафрагм плит КСО і кріпляться зварюванням закладних деталей (рис. 11.9, б).

Попередньо напружені пластини завширшки 3180 мм мають довжину 6020 або 12030 мм, товщину 40 мм з потовщенням короткої сторони без утворення ребра (рис. 11.9, в). Їх армують ортогонально розташованими попередньо напруженими дротами діаметром 5 мм класу Вр-II через 125 мм. Нижній шар стержнів розміщується по короткій стороні, верхній — по довгій. По кутах і через 3 м по довжині вгорі пластин є закладні деталі.

Панелі КСО виготовляють у силових формах за стендовою технологією, пластин-вставок — у плоских силових формах.

Конструкції комбінованого покриття розроблені під розрахункове навантаження 3; 3,6 та 4 кН/м².

Застосування комбінованих покриттів з панелей КСО 3 × 24 м і гнучких пластин замість типових (сегментні ферми, панелі 3 × 6 м) знижує на 1 м² покриття витрату бетону на 0,048 м³, сталі — на 5,1 кг, трудозатрати на виготовлення — на 0,86 та монтаж — на 0,28 люд.-год.

11.4.3. Балки покриттів. Типи і розміри. Кроквяні балки покриттів застосовують при кроці колон 6 м і прольотах 6, 9 та 12 м, а в окремих випадках і 24 м.

Кроквяні балки бувають *двосхилі* (трапецуватого контура з єдиним похилом верхнього пояса або полігональні з ламаним контуром верхнього пояса), *односхилі*, а також з *паралельними поясами*. Можуть бути також балки з *криволінійним контуром верхнього пояса*, який описується по кривих, близьких до контура епюри згинальних моментів, що робить їх найвигіднішими щодо витрати матеріалів, але виготовлення таких балок більш трудомістке.

Для покриттів будівель з похилою покрівлею та сіткою колон 6 × 6 та 6 × 9 м застосовують кроквяні балки з ненапруженою арматурою (рис. 11.10, а). Поперечний переріз балок — тавровий з поли-

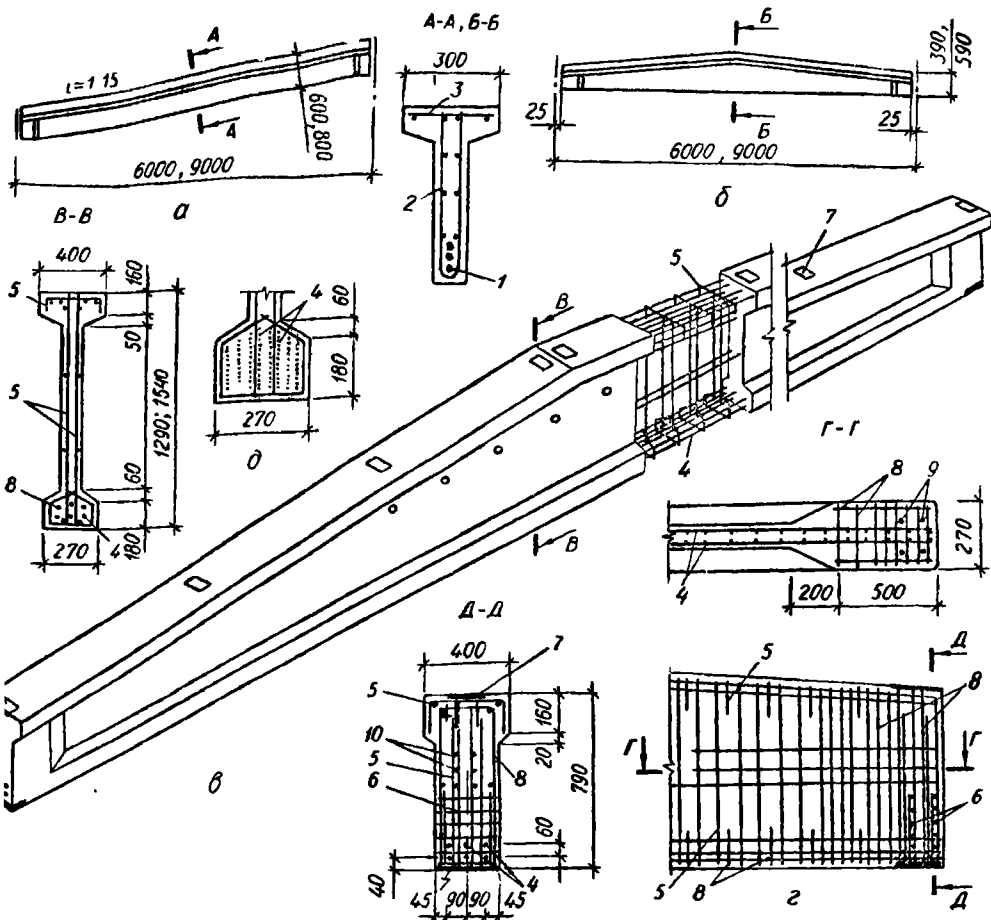


Рис. 11.10. Балки покриття з ненапруженою і напруженою арматурою:

a — односкхила; *б* — двосхила; *в* — попередньо напружена двосхила балка покриття; *г* — армування опорного вузла; *д* — варіант армування дротом $\varnothing 5$ ВрІІ; *і* — пакет арматурних стержнів; *к* — гнута зварна сітка; *л* — каркас полиці; *м* — попередньо напружена арматура; *н* — зварний каркас; *о* — аварні сітки на опорі; *п* — закладна деталь; *р* — хомути; *с* — анкерні стержні закладної деталі; *т* — окремі стержні $\varnothing 10$ АІІІ

цею у стиснутій зоні. Балки можуть бути одно- і двосхилими: похил односкхилих балок 1 : 15, двосхилих — 1 : 12. Ребро балки армують пакетом стержнів із сталі класу А-ІІ та гнутою сіткою, а полицю — просто сіткою з дроту класу Вр-І. Призначені такі балки переважно для однопрольотних будівель та прибудов.

Кроквяні балки для прольотів 12 м з паралельними поясами мають двотавровий переріз, висоту 890 мм, товщину стінки 80 мм, ширину верхньої та нижньої полиць 280 мм. Армують їх поздовжньою попередньо напруженою арматурою та зварними каркасами аналогічно до таврових балок.

Для будівель з похилою покрівлею прольотами 12 та 18 м застосовують одно- та двосхилі балки двотаврового поперечного перерізу з товщиною стінки 60...100 мм, яку призначають з умов технології виготовлення і забезпечення міцності та тріщиностійкості похилих перерізів (рис. 11.10, в). У напрямі до опор стінка потовщується, так що утворюється вертикальне ребро жорсткості. У стінці можуть бути отвори круглої або багатокутної форми, розміщені в зоні найменших поперечних сил. Наявність отворів зменшує витрату бетону і полегшує прокладання комунікацій.

Висоту перерізу балок приймають рівною $\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}$ їх прольоту. Висота двосхилих балок на опорі 790 мм, а в середині прольоту визначається похилом верхнього пояса (1 : 12).

Ширину верхньої стиснутої полиці з умови стійкості під час транспортування і монтажу приймають рівною ($\frac{1}{50} \dots \frac{1}{60}$) L . Ширина нижньої полиці здебільшого дорівнює 250...300 мм, що забезпечує зручне розміщення поздовжньої напруженої арматури і міцність балки в разі обтискування.

А р м у в а н н я. Балки роблять з бетону В25, В30 або В40 і армують попередньо напруженою стержневою арматурою класу А-VI, високоміцним дротом Вр-II діаметром 5 мм або канатами класу К-7.

Стінки балок армують зварними каркасами, поздовжні стержні яких — монтажні, зроблені з арматури класу А-I. Поперечні стержні з арматури класу А-III розраховують за перерізувальною силою Q . У верхній полиці розміщується зварний каркас з поздовжніх стержнів класу А-III та поперечних — з дроту класу Вр-I. Нижню полицю армують хомутами зі сталі класу А-I.

Приопорні ділянки додатково підсилюють зварними сітками і вертикальними стержнями, які приварюють до сталевих закладних деталей. Це запобігає утворенню поздовжніх тріщин під час відпуску напруженої арматури.

Іноді для забезпечення тріщиностійкості або обмеження ширини розкриття тріщин, які можуть виникнути у верхньому поясі балки під час відпуску напруженої арматури в нижньому поясі, полицю односхилих балок також армують напруженою арматурою.

Нині для прольотів 12 та 18 м застосовують гратчасті двосхилі балки прямокутного поперечного перерізу завширшки 200, 240 та 280 мм з густо розташованими прямокутними отворами (рис. 11.11). Висота опорного перерізу цих балок 890 мм, уклон 1 : 12. Балки армують поздовжньою напруженою стержневою, дрютяною або канатною арматурою тих самих класів, що й для двотаврових балок, і зварними каркасами з робочою поперечною арматурою із сталі класу А-III.

Виконуються роботи по дальшому вдосконаленню конструкції гратчастих балок. Так, заміна в гратчастих балках прольотом

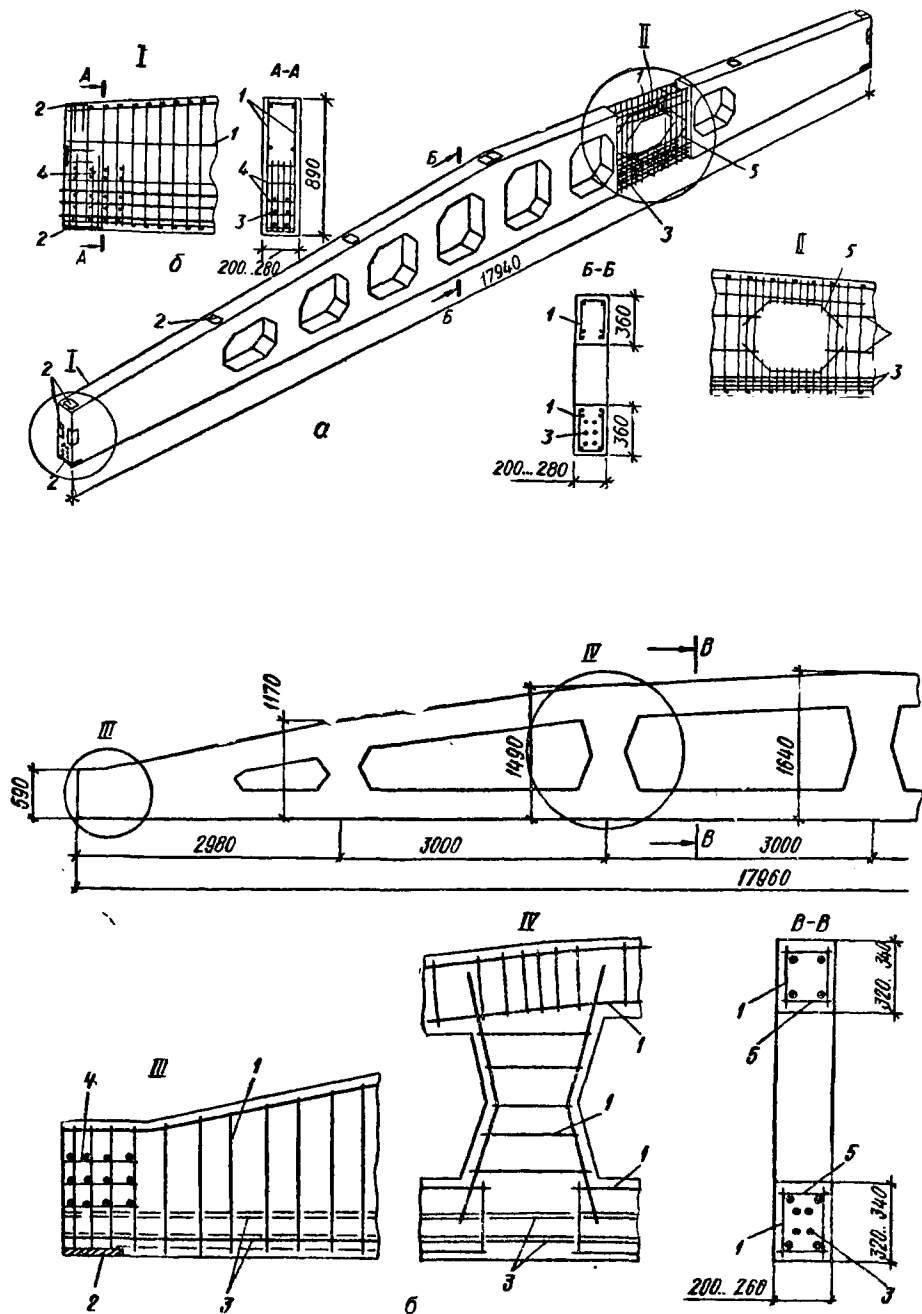


Рис. 11.11. Попередньо напружені двосхилі ґратчасті балки покриття

a — з постійним ухилом верхнього пояса; *б* — полігонального контура; 1 — зва'язний каркас; 2 — закладна деталь; 3 — попередньо напружена арматура; 4 — сітка; 5 — додатковий стержень

12...18 м двохсхилого контура верхнього пояса на полігональний (рис. 11.11, б) і збільшення відстані між стояками до 3 м сприяє кращому розподілу внутрішніх зусиль в елементах ґрат. В разі спирання ребер плит на стояки відпадає потреба в проміжних слабконавантажених стояках. Коловий контур верхнього пояса в разі зменшення висоти балки на опорі до 590 мм і збільшення її у прольоті до 1640 мм змінює статичну схему балки, і конструкція працює як аркова. Щоб збільшити жорсткість вузлів у поясів великого розміру, пропонується робити стояки змінного перерізу, по середині — меншого, тобто у вигляді двох зрізаних пірамід, з'єднаних меншими основами (рис. 11.11, е).

Балки армують аналогічно до конструкції, яку наведено на рис. 11.11, а. Вони економічніші від типових щодо витрати бетону та сталі на 25 %. При цьому кількість арматурних елементів (виробів) зменшується на $\frac{1}{3}$.

Для кріплення плит покриття у верхньому поясі всіх балок є закладні сталі деталі.

Нині великого поширення набули ґратчасті балки покриття як більш технологічні, хоч витрата матеріалів — бетону та арматури — на їх виготовлення вища, ніж для балок двотаврового поперечного перерізу (табл. 11.4). Як показали розрахунки, виконані в ЦНДІ — промбудівель, при кроці рам 12 м і особливо в разі збільшення прольоту балок до 24 м найекономічніші саме тонкостінні балки двотаврового поперечного перерізу. КДІБК розроблено креслення дослід-

Таблиця 11.4. Техніко-економічні показники кроквяних двохсхилих балок при кроці 6 м і розрахунковому навантаженні 3,5...6,5 кН/м²

Проліт, м	Тип балки	Вага балки, кН	Клас бетону	Об'єм бетону, м ³	Загальна витрата сталі на балку, кг
12	Двотаврового перерізу з напруженою арматурою:				
	стержньовою	41	B25; B30; B40	1,65	193...322
	дротяною	41	B25; B30; B40	1,65	155...247
18	Двотаврового перерізу з напруженою арматурою:				
	канатною	41	B30; B40	1,65	148...232
	стержньовою	91	B25; B30; B40	3,64	468...738
18	Двотаврового перерізу з напруженою арматурою:				
	дротяною	91	B25; B30; B40	3,64	359...552
	канатною	91	B30; B40;	3,64	360...565
18	ґратчаста з напруженою арматурою:				
	стержньовою	85...121	B30...B40	3,4...4,84	530...875
	дротяною	85...121	B30...B40	3,4...4,84	418...662
	канатною	85...121	B30...B40	3,4...4,84	397...644

них зразків двосхилих балок прольотом 24 м з високоміцного бетону, які мають кращі техніко-економічні показники порівняно з типовими залізобетонними фермами під те саме навантаження.

Статичний розрахунок. Зусилля в кроквяних балках визначають, як в однопрольотних, що вільно лежать, від їхньої ваги та опорного тиску плит у вигляді зосереджених сил. При п'яти і більше зосереджених силах навантаження від опорного тиску ребер плит замінюється еквівалентно рівномірно розподіленим. У цьому випадку для двосхилих балок з укладом 1 : 12 найнебезпечнішим (розрахунковим) щодо згинального моменту є нормальний переріз не в середині прольоту, а ближче до опори на відстані x . Це пояснюється тим, що в разі окреслення епюри по квадратній параболі згинальний момент зменшується менше, ніж знижується висота балки.

Якщо уклон верхнього пояса 1 : 12 і висота балки в середині прольоту $h = l/12$, то висота опорного перерізу буде $h = l/24$. Тоді висота перерізу на відстані x від опори

$$h_x = \frac{1}{24} l + \frac{1}{12} x = \frac{l + 2x}{24}.$$

При прийнятій робочій висоті перерізу балки $h_0 = \alpha h_x$ згинальний момент від рівномірно розподіленого навантаження

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2}, \quad (11.1)$$

а площа перерізу поздовжньої арматури

$$A_s(x) = \frac{M_x}{R_s \zeta h_0} = \frac{12qx(l-x)}{R_s \zeta \alpha (l+2x)}. \quad (11.2)$$

Відстань x визначають з умови

$$\frac{dA_s(x)}{dx} = 0. \quad (11.3)$$

Припустивши, що $\zeta \alpha$ — величина стала, беруть першу похідну від $A_s(x)$ по x і прирівнюють до нуля:

$$2x^2 + 2xl - l^2 = 0,$$

звідки $x = 0,37l$.

При наявності ліхтаря залежно від його ширини розрахунковим може виявитись переріз під ліхтарним стояком або в середині прольоту.

Площу поздовжньої арматури A_s визначають за моментом M_x , як для таврового перерізу з полицею в стиснутій зоні. Необхідність постановки розрахункової поперечної арматури визначається з розрахунку міцності похилих перерізів. Потім роблять розрахунки за другою групою граничних станів.

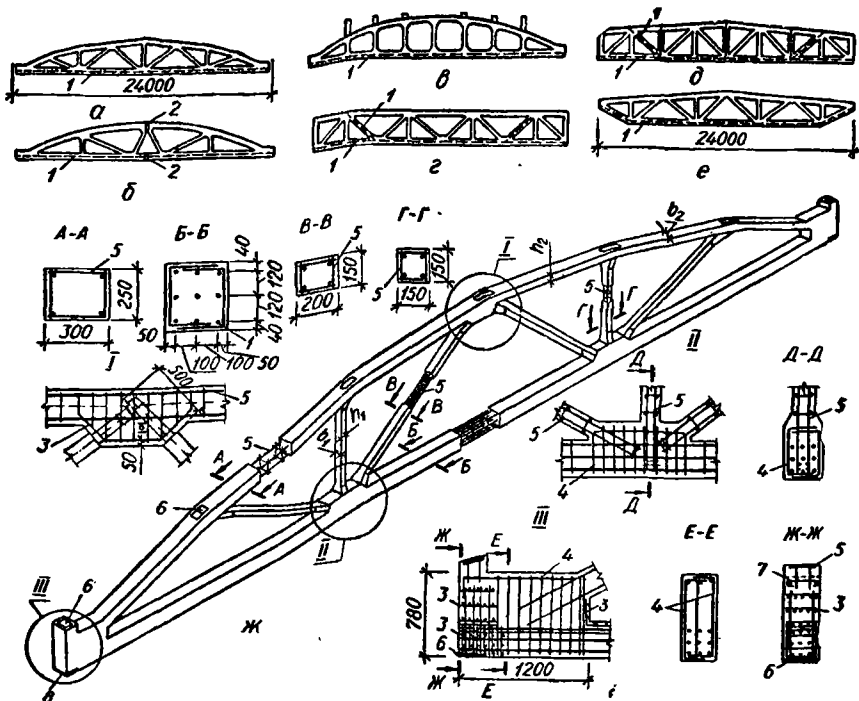


Рис. 11.12. Залізобетонні ферми

a — сегментна; *б* — аркова; *с* — аркова безкосцева; *е* — полігональна з паралельними поясами; *д* — полігональна двосхила з ламаним верхнім поясом; *е* — те саме, нижнім поясом; *жс* — конструкція сегментної ферми; 1 — напружувана арматура; 2 — монтажний стик; 3 — зварна сітка; 4 — зварний каркас; 5 — зварний просторовий каркас; 6 — закладна деталь; 7 — шпилька $\varnothing 6 A1$

Прогини двосхилих балок визначають згідно з епюрою кривизни, обчисленою для не менш як шести рівних ділянок (парна кількість) за довжиною прольоту елемента. Точніший розрахунок гратчастих балок (рис. 11.11) виконують як розрахунок рамної конструкції з використанням ЕОМ.

Техніко-економічні показники двосхилих кроквяних балок залежать від виду напружуваної арматури (табл. 11.4).

Приклади розрахунку балок покриття наведено в навчальній [7, 10, 12], нормативній [20] та довідковій [35] літературі.

11.4.4. Ферми покриттів. Типи і розміри. Застосовувані залізобетонні ферми мають прольоти 18 та 24 м і можуть бути *сегментними з верхнім ламаним поясом* (рис. 11.12, *a*), *арковими з криволінійним верхнім поясом* (рис. 11.12, *б*), *арковими безкосцевими* (рис. 11.12, *в*), *полігональними з паралельними поясами* (рис. 11.12, *г*), *полігональними двосхилими з малим похилом верхнього пояса* (рис. 11.12, *д*), *полігональними з ламаним нижнім поясом* (рис. 11.12, *е*).

Висоту ферм у середині прольоту приймають рівною $1/7 \dots 1/8$ прольоту. Відстань між вузлами верхнього пояса відповідає ширині плит покриттів, тобто становить 3 м, а тому навантаження від плит покриття прикладене до вузлів ферми. Цим усувається місцевий вигин верхніх поясів ферм.

Кожний з поданих на рис. 11.12 типів ферм має певні переваги. Так, контур верхнього пояса має наближатись до кривої тиску. Цій умові найкраще відповідають сегментні та аркові ферми. Зусилля у гратах таких ферм незначні, висота на опорах невелика.

В аркових косцевих фермах згинальні моменти від позавузлового навантаження компенсуються ексцентриситетом поздовжніх стискувальних сил, що спричиняють моменти зворотного знака. У стояках безкосцевих ферм виникають згинальні моменти, що потребує додаткового армування стояків. Проте ці ферми найпростіші у виготовленні. Полігональні ферми з ламаним нижнім поясом стійкіші на монтажу. Проте найбільшого поширення набули сегментні ферми з косцевими гратами (рис. 11.12, ж) та безкосцеві ферми аркового контура (рис. 11.13, а).

Поперечний переріз елементів ферм прямокутний. Ширина ферм прольотів 18 та 24 м при кроці 6 м — 200...300 мм, а при кроці 12 м — 250...350 мм. Висота перерізу поясів: верхнього — 200...350 мм і нижнього 220...380 мм залежно від кроку ферм (рис. 11.12 та 11.13). Розміри перерізу елементів грат залежать від способу виготовлення ферм.

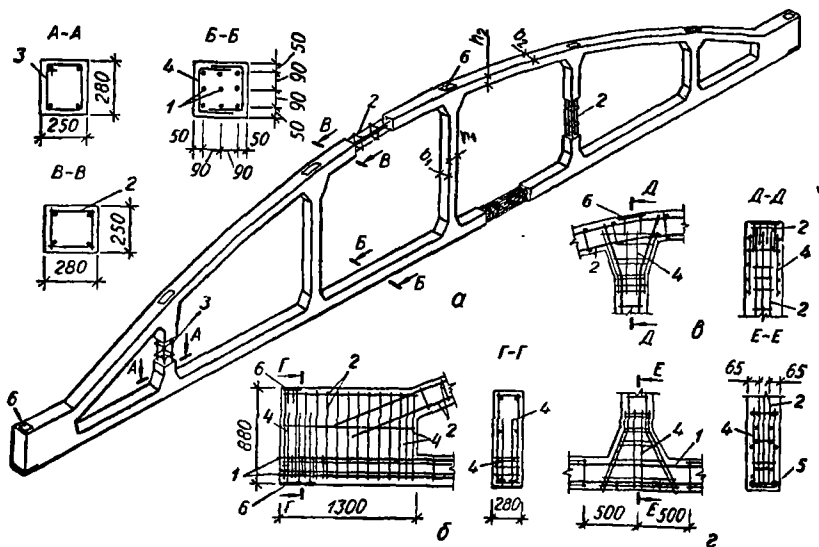


Рис. 11.13. Безкосцева ферма:

а — конструкція; б — армування опорного вузла; е — те саме, верхнього вузла; г — те саме, нижнього вузла; 1 — попередньо напружена арматура; 2 — зварний каркас; 3 — зварний каркас; 4 — сітка; 5 — шпилька $\varnothing 6$ АІ; 6 — закладна деталь

Армування. Нижній розтягнутий пояс ферм армують попередньо напруженою стержневою арматурою класу А-IV, А-V, дротяною класу Вр-II та канатами класу К-7. Уся розтягнута арматура має бути охоплена замкнутими конструктивними хомутами через 500 мм або сітками (рис. 11.13, переріз Б—Б).

Верхній пояс та елементи ґрат армують зварними каркасами із стержнів класу А-III. Вузли залізобетонних ферм підсилюють вутами і армують додатково поздовжньою та поперечною арматурою у вигляді зварних або в'язаних сіток (рис. 11.12 та 11.13).

Арматура всіх елементів ґрат має бути заведена у вузли і заанкерована. У розтягнутих елементах, як правило, на кінець арматурних стержнів приварюють оцупки, роблять петлі або висаджені головки (рис. 11.12, ж, вузли I та II). Опорні вузли ферм армують поздовжньою та поперечною арматурою, яка гарантує надійність анкерування попередньо напруженої арматури нижнього пояса і міцність опорного вузла по похилому перерізу. Щоб запобігти появі поздовжніх тріщин в опорному вузлі під час відпуску попередньо напруженої арматури, встановлюють поперечні стержні, приварені до закладних опорних плит та сіток (рис. 11.12, ж, вузол III).

Ферми виготовляють суцільними із заздалегідь виготовлених елементів ґрат та монолітних поясів або одночасним бетонуванням поясів та ґрат, застосовуючи бетон класів В30 та В40.

Розрахунок зусиль. Зусилля в елементах косцевих ферм визначають при шарнірному з'єднанні елементів поясів та ґрат у вузлах; впливом жорсткості вузлів на зусилля в елементах поясів та ґрат нехтують. Ферми розраховують на дію постійних (вага покриття та ферми) і тимчасових (снігова, від підвісного транспорту) навантажень. Навантаження від ваги покриття та ферм прикладаються у вузлах верхнього пояса, а від підвісного транспорту у вузлах нижнього пояса. Визначаючи зусилля в елементах ферм, розглядають комбінації нерівномірного завантаження сніговим навантаженням біля ліхтарів і по всьому покриттю будівлі, у тому числі завантаження снігом та підвісним транспортом однієї половини ферми.

Визначаючи згинальні моменти від позавузлового навантаження, верхній пояс розраховують як нерозрізну балку.

У розрахунковій схемі безкосцевих ферм приймають жорстке з'єднання елементів ґрат та поясів. Зусилля M , N та Q визначають, як у статично невизначній рамній конструкції із замкнутими контурами наближеним або точним способом на ЕОМ.

Перерізи поясів та ґрати розраховують як стиснуті та розтягнуті елементи. Стиснуті елементи розглядають під час роботи їх у площині і з площини ферми. Розрахункова довжина стиснутих елементів:

верхній пояс у площині ферми:

$$\text{при } e_0 < (1/8) h_2$$

$$\text{при } e_0 \geq (1/8) h_2$$

$$0,9l$$

$$0,8l$$

верхній пояс із площини ферми:	
для ділянки під ліхтарем розміром 12 м і більше	0,8 <i>l</i>
у решті випадків	0,9 <i>l</i>
косці та стояки у площині і з площини ферми:	
при $b_2/b \leq 1,5$	0,9 <i>l</i>
при $b_2/b \geq 1,5$	0,8 <i>l</i>

Тут l — відстань між центрами кутів; e_0 — ексцентриситет поздовжньої сили; h_2 — висота перерізу верхнього пояса; b_2 та b_1 — ширина перерізу верхнього пояса та стояка.

Верхній пояс розраховують як стиснутий елемент з випадковим (коли згинальний момент дорівнює нулю) або розрахунковим ексцентриситетом і відповідно армують.

Нижній пояс косцевих ферм при відсутності позавузлових навантажень розраховують як центрально-розтягнутий елемент. У безкосцевих фермах, а також у косцевих при позавузловому навантаженні нижній пояс розраховують як позацентрово розтягнутий.

Стиснуті елементи ґрат косцевих ферм розраховують при $e = e_0$, безкосцевих — як позацентрово стиснуті. Розтягнуті елементи розраховують відповідно на осьове або позацентрове розтягання.

Проміжні та опорні вузли підлягають додатковому розрахунку.

В опорному вузлі зниження розрахункового зусилля в напружуваній арматурі в зоні анкерування компенсується додатковою поздовжньою ненапружуваною арматурою та поперечними стержнями.

Площа перерізу поздовжньої ненапружуваної арматури

$$A_s = \frac{0,2N}{R_s}, \quad (11.4)$$

де N — поздовжнє зусилля в припорній панелі нижнього пояса.

Площу перерізу поперечної арматури визначають за схемою, яку наведено на рис. 11.14.

Розрахункове сумарне зусилля N_w , що його сприймають нормальні до горизонтальної осі поперечні стержні на довжині ділянки l_2 (від грані опори до внутрішньої грані опорного вузла), розкладається на два напрями: горизонтальний $N_w \operatorname{ctg} \alpha$ і похилий. З умови міцності похилого перерізу по лінії відриву AB

$$N = N_{sp} + N_s + N_w \operatorname{ctg} \alpha, \quad (11.5)$$

звідси

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\operatorname{ctg} \alpha}. \quad (11.6)$$

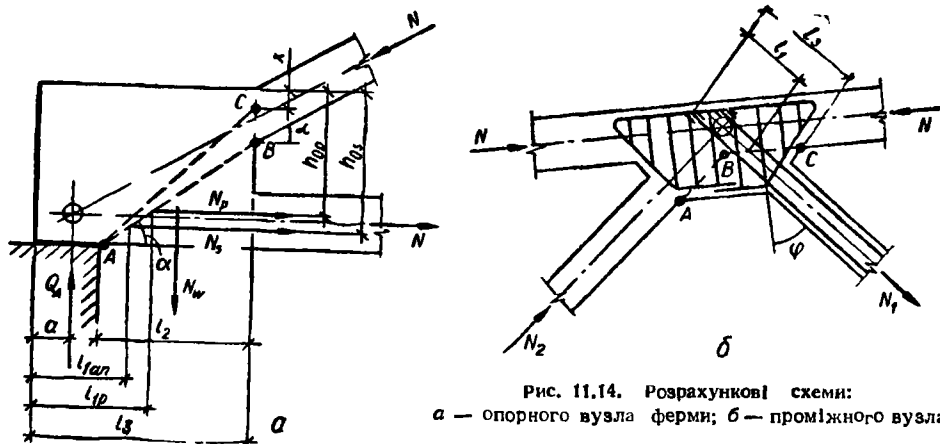


Рис. 11.14. Розрахункові схеми:
 а — опорного вузла ферми; б — проміжного вузла

Тут N_{sp} — розрахункове зусилля в поздовжній напружуваній арматурі,

$$N_{sp} = A_{sp} R_s \cdot \frac{l_{1sp}}{l_{sp}}; \quad (11.7)$$

N_s — те саме, в ненапружуваній арматурі

$$N_s = A_s R_s \cdot \frac{l_{1an}}{l_{an}}; \quad (11.8)$$

l_{1sp} та l_{1an} — фактичні довжини замурування в одному вузлі за лінією AB поздовжньої напружуваної і ненапружуваної арматури; l_{sp} та l_{an} — теоретично необхідна довжина замурування цієї арматури (для семидротових канатів діаметром 12 та 15 мм — 1500 мм, для високоміцного дроту Вр-II діаметром 5 мм — 1000 мм, для стержневої арматури — $35d$).

Площа перерізу одного поперечного стержня при їхньому числі n у вузлі, що перетинаються лінією AB (за винятком поперечних стержнів, розташованих ближче як за 10 см від точки A)

$$A_{sw} = \frac{N_w}{n R_{sw} x}. \quad (11.9)$$

Опорний вузол перевіряють також на згинання з умови, щоб по лінії AB (рис. 11.14) момент зовнішніх сил не перевищував моменту внутрішніх сил:

$$Q_a (l_3 - a) \leq N_w \frac{l_2 - 10}{2} + N_s \left(h_{0s} - \frac{x}{2} \right) + N_{sp} \left(h_{0p} - \frac{x}{2} \right), \quad (11.10)$$

де Q_a — опорна реакція ферми; l_3 — довжина опорного вузла; a — відстань від торця до центра вузла.

Висота стиснутої зони

$$x = \frac{N_{sp} - N_s}{R_b b} . \quad (11.11)$$

У проміжних вузлах визначають площу додаткової поперечної арматури, призначення якої — компенсувати зниження розрахункового зусилля в арматурі розтягнутого косця на довжині анкерування.

Міцність перерізу по лінії відриву ABC (рис. 11.14, б) виражають умовою

$$N \cos \varphi \leq N \frac{k_2 l_1 + a}{k_1 l_3} , \quad (11.12)$$

де N — розрахункове зусилля в розтягнутому косці; φ — кут між поперечним стержнями і напрямом розтягнутого косця; k_2 — коефіцієнт, що враховує роботу вузла, в якому сходяться розтягнутий і стиснутий косці (для вузлів верхнього пояса $k_2 = 1$, для вузлів нижнього пояса, якщо в ньому забезпечується 2-га категорія вимог до тріщиностійкості і при наявності у вузлі стиснутих стояків або косяків під кутом до горизонту понад 40° $k_2 = 1,1$, і в решті випадків $k_2 = 1,05$); l_1 — довжина замурування арматури розтягнутого косця за лінією ABC ; a — умовне збільшення довжини замурування розтягнутої арматури з анкерами (при двох оцупках $a = 5d$, при одному оцупку та петлі $a = 3d$, при висадженій головці $a = 2d$); $k_1 = \sigma_s / R_s$; σ_s — напруження в арматурі розтягнутого косця від розрахункового навантаження; R_s приймається як для арматури класу А-III; l_3 — довжина замурування розтягнутого косця.

Поперечні стержні проміжного вузла, в якому сходяться два розтягнуті елементи ґрат, розраховують за формулою (11.9) послідовно для кожного розтягнутого елемента у припущенні, що всі інші елементи ґрат стиснуті.

Обвідну арматуру проміжного вузла розраховують за умовним зусиллям

$$N_{0s} = 0,04 (N_1 + 0,5N_2) , \quad (11.13)$$

де N_1 — найбільше зусилля в одному з двох розтягнутих косців, які сходяться у вузлі; N_2 — те саме, в другому косці цього ж вузла.

Тоді

$$A_s = \frac{N_{0s}}{n_2 R_{0s}} , \quad (11.14)$$

де n_2 — число обвідних стержнів у вузлі; $R_{0s} = 90$ МПа — розрахункові напруження, встановлені з умови обмеження ширини розкриття тріщин.

У проміжних вузлах безкосцевих ферм перевіряють довжину замурування арматури стояків і поперечну арматуру в місці перегину поздовжньої арматури стояків.

Довжину замурування розтягнутої арматури стояків обчислюють за формулою

$$(l + a) \geq \frac{\sigma_s}{R_{sw}} 22d, \quad (11.15)$$

де l — довжина замурування арматури стояків у поясах; a — те саме, що й у формулі (11.12); σ_s — напруження в розтягнутій арматурі стояків; R_{sw} — розрахунковий опір поперечної арматури класу А-III у зварних каркасах, МПа.

Площу перерізу поперечної арматури в місцях перегину під кутом α поздовжньої арматури A_{sw} визначають з умови

$$A_{sw} \geq \frac{R_s A_s \operatorname{tg} \alpha}{R_{sw}}. \quad (11.16)$$

Під час обтискування ферми напружуваною арматурою (у стадії виготовлення) кінці стержнів переміщуються у напрямі, перпендикулярному до їхньої поздовжньої осі, що спричинюється вкороченням нижнього пояса. Переміщення кінців поясів та грат можна визначити за допомогою діаграми Віллію. Початкові згинальні моменти обчислюють методом переміщень.

Техніко-економічні показники деяких типів ферм наведено в табл. 11.5, з якої видно, що сегментні косцеві ферми економічніші від безкосцевих щодо витрати арматури на 10 %, бетону — на 12 %. В разі застосування підвісних кранів витрата сталі у фермах збільшується на 20...30 %.

Приклади розрахунку ферм покриття наведено в навчальній літературі [1, 6...8, 10].

11.4.5. Арки. Типи і розміри. Для прольотів понад 30 м арки економічніші за ферми, що й визначає їхнє застосування у промисловому та сільськогосподарському будівництві.

Залізобетонні арки роблять переважно збірними. Вони бувають дво- і тришарнірними (рис. 11.15, $a...e$). Горизонтальний розпір сприймається стяглем, але може також передаватись і на інші конструкції (рами, фундаменти). Найпоширеніші двошарнірні арки зі стяглями. При великих прольотах застосовують тришарнірні арки. Безшарнірні арки найлегші, але найчутливіші до осідань, потребують влаштування потужних опор для сприйняття розпору і в покриттях зустрічаються рідко. Застосовують також положисті двошарнірні арки із стрілою підйому $f = (1/8...1/9) L$. Контур арки вибирають з умови, щоб згинальні моменти були незначні: тоді всі перерізи арки стиснуті. Тому найраціональнішим є контур осі арки, що відповідає кривій тиску по квадратній параболі:

$$y = 4f\varepsilon(1 - \varepsilon), \quad (11.17)$$

де $\varepsilon = x/z$.

Таблиця 11.5. Техніко-економічні показники форми покриттів при розрахунковому навантаженні 30...35 кН/м²

Тип ферми і її проліт, м	Крок ферми, м	Маса ферми, г	Клас бетону	Об'єм бетону, м³	Втрата сталі на ферму, кг, в разі армування нижнього пояса		
					стержнями	дротом	канатами
Сегментна косцева, 18	6	4,5...6,0	B30	1,8...2,42	289...468	223...372	238...390
	12	7,8...9,4	B30, B40	3,11...3,75	550...736	408...547	440...600
Сегментна безкосцева, 18	6	6,5	B30, B40	2,6	390...486	319...436	330...450
	12	9,2...10,5	B30, B40	3,7...4,2	570...720	450...560	463...586
Сегментна косцева, 24	6	9,2	B30, B40	3,68	690...768	510...600	557...625
	12	14,9...18,6	B30	5,9...7,4	1096...1539	790...1130	853...1200]
Сегментна безкосцева, 24	6	9,2...10,5	B30, B40	3,7...4,2	759...862	623...700	654...715
	12	14,2...18,2	B30	5,7...7,8	1281...1489	1000...1120	1020...1200

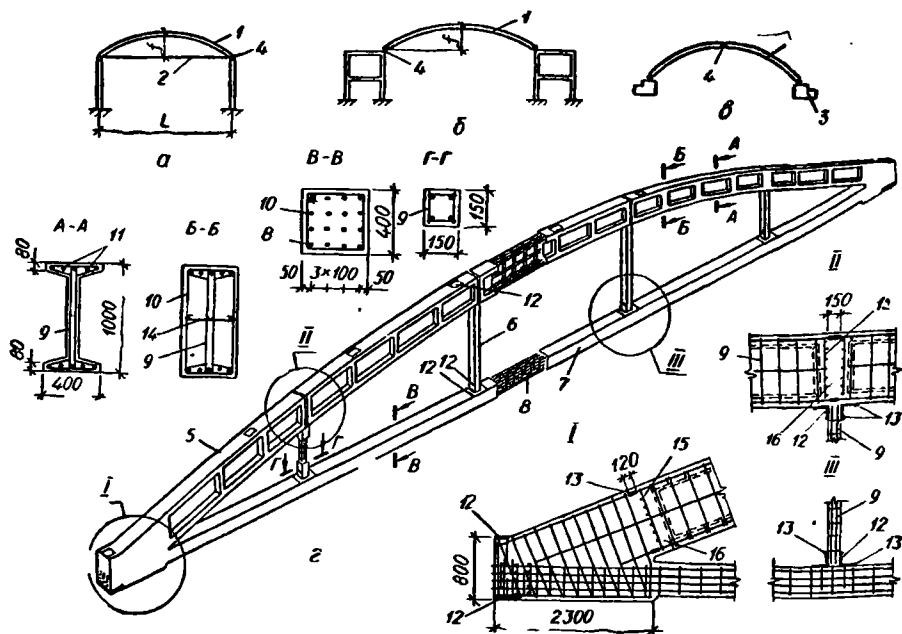


Рис. 11.16. Арки:

а — двохарнірні зі стяглем; *б* — те саме, без стягля; *в* — трихарнірні без стягля; *г* — конструкція поперечної напруженої збірної арки; *1* — арка; *2* — стягль; *3* — фундамент; *4* — шарнір; *5* — збірний елемент арки; *6* — почіпка; *7* — стягль; *8* — напружувана арматура; *9* — зварний каркас; *10* — хомути; *11* — стержні; *12* — закладна деталь; *13* — зварювання; *14* — шпилька; *15* — сітка; *16* — бетон замоноличування

У практиці найчастіше застосовують арки колового контура. Перерізи арок прямокутні або таврові, конструюються за загальними правилами для стиснутих елементів.

На рис. 11.15, *г* подано збірну арку прольотом 36 м, яка складається з шести блоків двотаврового поперечного перерізу. Блоки з'єднують зварюванням закладних деталей. Стягль роблять суцільним з опорними блоками з поперечно напруженою арматурою з канатів класу К-7, натягнутих на упори.

Армування. Арки армують, як правило, симетричною арматурою, оскільки в перерізах можуть виникати знакозмінні згинальні моменти від снігового навантаження.

Стяглі можуть бути сталевими гнучкими або залізобетонними з поперечно напружуваною арматурою з високоміцного дроту класу Вр-II або канатів класу К-7. Щоб зменшити провисання стягля, через 5...6 м роблять залізобетонні або сталеві почіпки.

Попередні розміри арки і площу перерізу арматури стягля призначають за розпором S , який обчислюють з формули (11.18) при $k = 0,9$.

Статичний розрахунок. Зусилля M , N та Q в арках визначають методами будівельної механіки. У безшарнірних та двошарнірних арках їх обчислюють як у статично невизначних системах, у тришарнірних — як у статично визначних. Під час розрахунку арок беруть до уваги постійні навантаження від ваги арки і покриття, а також тимчасові від почіпного транспорту та снігу в різних комбінаціях.

Положисті арки та арки колового контура можна розраховувати як арки, окреслені по квадратній параболі.

Висоту поперечного перерізу арки приймають $h = (1,30 \dots 1/50) L$, а ширину — $b_f = (0,4 \dots 0,5) h$.

Розпір для двошарнірної арки (рис. 11.15, з):

при рівномірно розподіленому навантаженні на всьому прольоті

$$H = 0,125 \frac{ql^2}{f} k; \quad (11.18)$$

при рівномірно розподіленому навантаженні на одній половині арки

$$H = 0,0625 \frac{ql^2}{f} k (5\alpha^2 - 5\alpha^4 + 2\alpha^5); \quad (11.19)$$

при зосередженому однобічному навантаженні

$$H = 0,0625 \frac{Fl}{f} k (\alpha - 2\alpha^3 + \alpha^4), \quad (11.20)$$

де f — стріла підйому осі арки; $\alpha = a/l$; k — коефіцієнт, що враховує вплив пружного обтискування арки на розпір, для арки зі стяглем

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2} \left(\frac{1}{A_{bc}} + \frac{E_b I_b}{E_s A_s} \right)}. \quad (11.21)$$

Тут E_b та E_s — модулі пружності бетону та арматури; A_s — площа перерізу арматури стягля; I_b — момент інерції бетонного перерізу арки;

для арки без стягля

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8f^2} \cdot \frac{I_b}{A_{bc}}}. \quad (11.22)$$

У тришарнірних арках з опорами в одному рівні розпір визначають за моментом у середині прольоту арки:

$$H = M/f. \quad (11.23)$$

Визначивши розпір, зусилля в перерізах арки обчислюють за формулами:

згинальний момент

$$M_x = M - H_y; \quad (11.24)$$

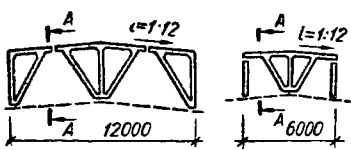


Рис. 11.16. Конструктивні схеми ліхтарів

поздовжня сила

$$N_x = H \cos \varphi + Q \sin \varphi; \quad (11.25)$$

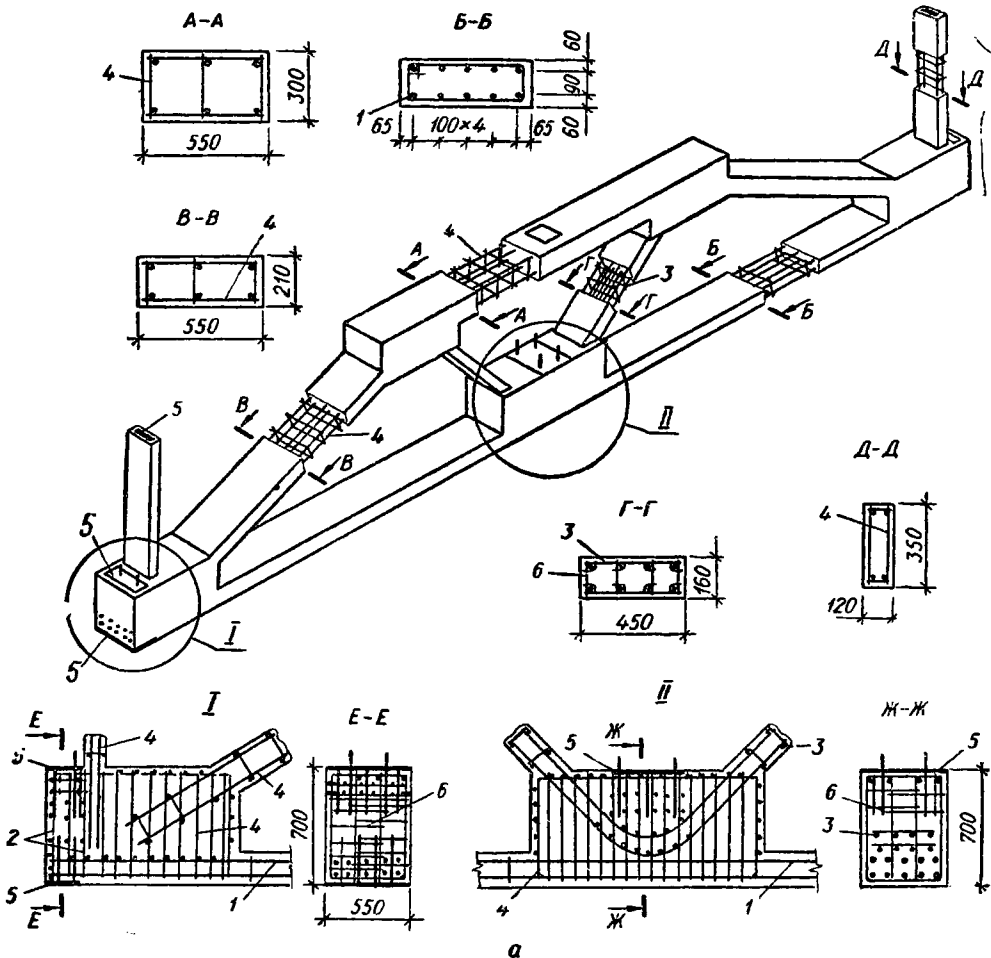
поперечна сила

$$Q_x = Q \cos \varphi - H \sin \varphi, \quad (11.26)$$

де M та Q — момент та поперечна сила у балці, що вільно спирається; φ — кут між дотичною до осі арки і горизонтальною прямою в розглядуваному перерізі.

При великій стрілі підйому арки ($f/L > 1/6$) зусилля визначають з урахуванням вітрового навантаження.

Перерізи арки розраховують як позацентрово стиснуті. З урахуванням поздовжнього згинання в площині арки розрахункову довжину



приймають: для тришарнірних арок — $0,58L$, для двошарнірних — $0,54L$, для безшарнірних — $0,36L$ (L — довжина осі арки).

Оскільки перерізувальні сили в арках незначні, то поперечну арматуру приймають конструктивно. Арки з висотою перерізу понад 80 см розраховують на усадку та повзучість бетону і відповідно армують.

Арматуру стягтя добирають з умов міцності та тріщиностійкості центрально розтягнутого перерізу. Почіпки розраховують на осьове розтягання від ваги стягтя та підвішених вантажів. Опорний вузол арки розраховують подібно до вузла ферми.

Приклад розрахунку арки наведено в навчальній літературі [7]

11.4.6. Ліхтарі. Конструктивно ліхтарі виконують з поперечних рам або ферм, що спираються на ригелі покриття, по яких укладають плити. Ліхтарі можуть бути сталеві або залізобетонні. У площині стояків до ліхтарних рам кріплять бортові плити або рами. Ширину ліхтарів приймають 6 м при прольотах кроквяних конструкцій до 18 м і 12 м при більших прольотах. Елементи ліхтаря кріплять до кроквяних конструкцій монтажними болтами з подальшим зварюванням закладних деталей.

При ширині ліхтаря 6 м його ферма утворюється з одного гратчастого елемента та двох стояків, при ширині 12 м — з трьох гратчастих елементів (рис. 11.16). Покриття по ліхтарях таке саме, як і поза ліхтарями.

11.4.7. Підкроквяні конструкції. Ці конструкції застосовують при кроці кроквяних конструкцій 6 м і колон — 12 м.

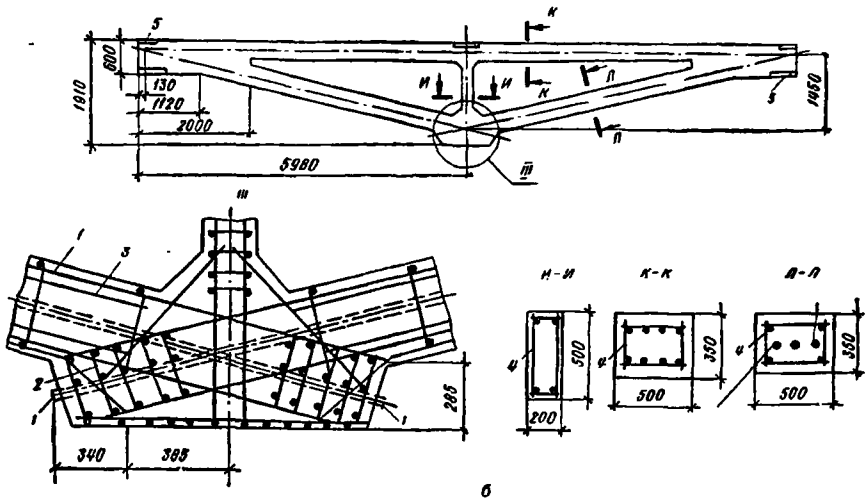


Рис. 11.17. Підкроквяні ферми прольотом 12 м:

a — з нижнім прямолінійним поясом; b — те саме, ламаним; 1 — напружувана арматура; 2 — зварна сітка; 3 — зварний каркас; 4 — зварний просторовий каркас; 5 — закладна деталь; 6 — шпилька

Підкроквяні ферми кріплять до колон зварюванням закладних деталей, а кроквяні конструкції до підкроквових — анкерними болтами та монтажними зварними швами в місці опирання і вгорі.

Підкроквяні ферми прольотом 12 м (рис. 11.17, а) мають трапецевату форму. Кроквяні ферми спираються на вузол нижнього пояса підкроквяної ферми, де сходяться розтягнуті косці. Поперечні перерізи елементів підкроквяної ферми прямокутні. Армують їх подібно до кроквяних ферм. Нижній пояс армують попередньо напруженою арматурою класів А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, Вр-II та К-7. Щоб забезпечити надійність стержньової арматури розтягнутих косців, її анкерують одночасно для двох косців з вигином у нижньому вузлі (рис. 11.17, а, II).

Зусилля в елементах підкроквяних ферм визначають з урахуванням жорсткості вузлів від зосередженого навантаження, прикладеного в нижньому середньому вузлі (від реакції кроквяних ферм), і навантаження від крайнього ряду плит, що спираються на верхній пояс ферми.

Приклад розрахунку підкроквяної ферми наведено в навчальній літературі [7].

З метою спрощення технології виготовлення і зменшення висоти (рис. 11.17, б) розроблено конструкцію підкроквяної ферми трикутного контура з горизонтальним верхнім поясом та стояком по середині його довжини під навантаження I...III снігових районів. Таку конструкцію можна застосовувати для спирання кроквяних ферм та плит «на проліт». Перерізи елементів ферми прямокутні. Панелі нижнього пояса армовані прямолінійними напружуваними стержнями класу А-IIIв, зв'язаними мотузами. Арматуру заанкеровано в опорних частинах верхнього та вутах нижнього поясів. Верхній пояс і стояк армовані стержнями класу А-III.

Розрахунок ферми виконують, узявши до уваги жорсткість вузлів.

11.5. Стіни та стінові панелі

Типи і розміри. Стіни каркасних промислових та сільськогосподарських будівель зводять з цегляної чи блокової кладки або із стінових панелей. Цегляні (самонесучі) стіни спираються на фундаментні балки або стрічкові фундаменти і передають горизонтальні вітрові навантаження на поперечні рами будівель. Стіни кріплять по висоті до колон сталевими анкерами, закладеними в кладку. Діаметр анкерів 10, 12 мм, крок — 1,2 м.

Залізобетонні стінові панелі більш індустріальні. Їх виготовляють: *плоскими, одношаровими* завтовшки 160...300 мм з *бетонів* на пористих заповнювачах або ніздрюватих (автоклавні ніздрюваті, керамзитобетонні, перлітобетонні) густиною 700...1200 кг/м³, *тришаровими*, що складаються з двох залізобетонних ребристих плит та шару утеплювача з напівжорстких мінеральних плит густиною 200...400 кг/м³ загальною товщиною 200...300 мм та *одношаровими залізобетонними* завтовшки 70 мм. Їхня висота 0,9; 1,2; 1,5 та 1,8 м і довжи-

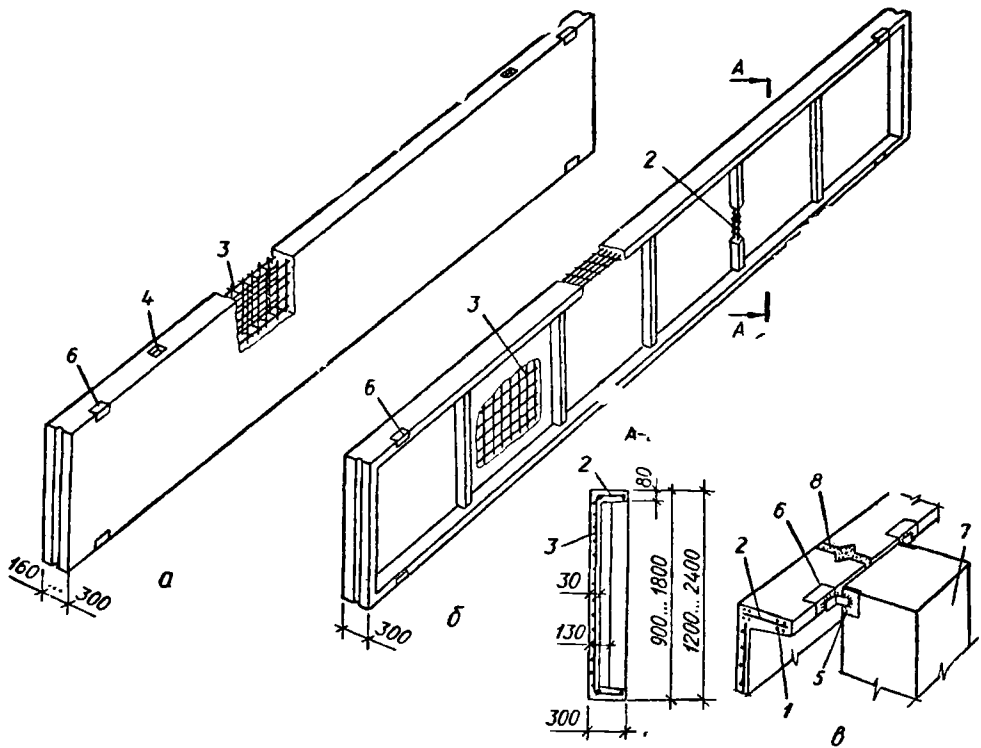


Рис. 11.18. Стінові панелі:

a — суцільна з легких бетонів для опалюваних будівель; *б* — залізобетонна одношарова для неопалюваних будівель; *в* — вузол кріплення панелей до колони; 1 — напружувана арматура Вр-II; 2 — зварний каркас; 3 — зварна сітка; 4 — гніздо з петлею; 5 — сполучна планка на зварюванні; 6 — закладна деталь; 7 — колона; 8 — замоноличування піщаним бетоном

на 6 м. Перші два види панелей застосовують для опалюваних будівель, третій — для неопалюваних (рис. 11.18).

При кроці колон 12 м у неопалюваних будівлях використовують ребристі попередньо напружені панелі заввишки 1,2; 1,8 та 2,4 м, завдовжки 12 м, з висотою поздовжніх ребер 300 мм, поперечних — 130 мм і товщиною полиць 30 мм.

Армування. Плоскі панелі армують просторовими каркасами, які складаються з плоских каркасів, з'єднаних зварюванням за допомогою окремих стержнів. Поздовжні стержні виготовляють зі сталі класів А-II, А-III, поперечні — з дроту класу Вр-I.

Ребристі та плоскі панелі з дротом 12 м проектують попередньо напруженими і армують арматурою зі сталі класів А-IIIв, А-IV, А-V, Вр-II та К-7. У зварних каркасах поздовжні стержні виготовляють зі сталі класів А-I, А-II, А-III; поперечні — з дроту класу Вр-I; полиці армують зварними сітками з дроту класу Вр-I.

Панелі завдовжки 6 м щодо витрати сталі економічніші від панелей завдовжки 12 м.

До колон та інших конструктивних елементів стінові панелі кріплять зварюванням закладних деталей. Горизонтальні та вертикальні шви між панелями заповнюють цементним розчином. Щільність швів забезпечується прокладанням теплоізоляційних вкладнів у поздовжні пази.

С т а т и ч н и й р о з р а х у н о к. Панелі розраховують у стадіях експлуатації від їхньої ваги та засклення і на вітрове навантаження. Зусилля M та Q визначають у вертикальній та горизонтальній площинах. Стінові панелі, розташовані над і під віконними просвітами, розраховують на вітрове навантаження, збільшене з урахуванням площі віконного засклення, на яку діє вітер. Висоту цієї вантажної площі приймають не більш як 4,8 м, тобто по 2,4 м вгору й вниз. Крім того, стінові панелі треба розраховувати у трьох стадіях: виготовлення, транспортування та монтажу. У стадії монтажу розрахунок ведуть за сумою горизонтальних вітрових навантажень активного тиску і відсису вітру, що буває під час монтажу, коли відсутня протилежна стіна.

Площу поздовжньої арматури ребер та плоских панелей визначають з розрахунку їх на загальний вигин.

Полиці панелей армують з урахуванням того, що вони сприймають розтягувальні зусилля, спричинені не тільки загальним згинанням панелей, а й місцевим вигином їх під дією вітру.

11.6. Фундаментні балки

Т и п и і р о з м і р и. Стіни промислових будівель каркасного типу при фундаментах, що стоять окремо, спираються на фундаментні балки, укладені на бетонні стовпчики або на верхній уступ фундаментів. Довжина фундаментних балок визначається відстанню у просвіті між верхніми уступами суміжних фундаментів. У разі глибокого закладання фундаментів балки опираються на консолі колон, а їхня довжина визначається відстанню між осями колон.

Для кроку колон 6 м застосовують балки трапецуватого і таврового перерізів заввишки 450 мм і завширшки відповідно по верху 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. 11.19).

Балки виготовляють з бетону класів $B15$, $B25$, $B30$.

А р м у в а н н я. Балки завдовжки 6 м армують зварними каркасами, поздовжні стержні яких виготовляють зі сталі класу А-III, поперечні — зі сталі класів А-I чи Вр-I; балки завдовжки 12 м — по-

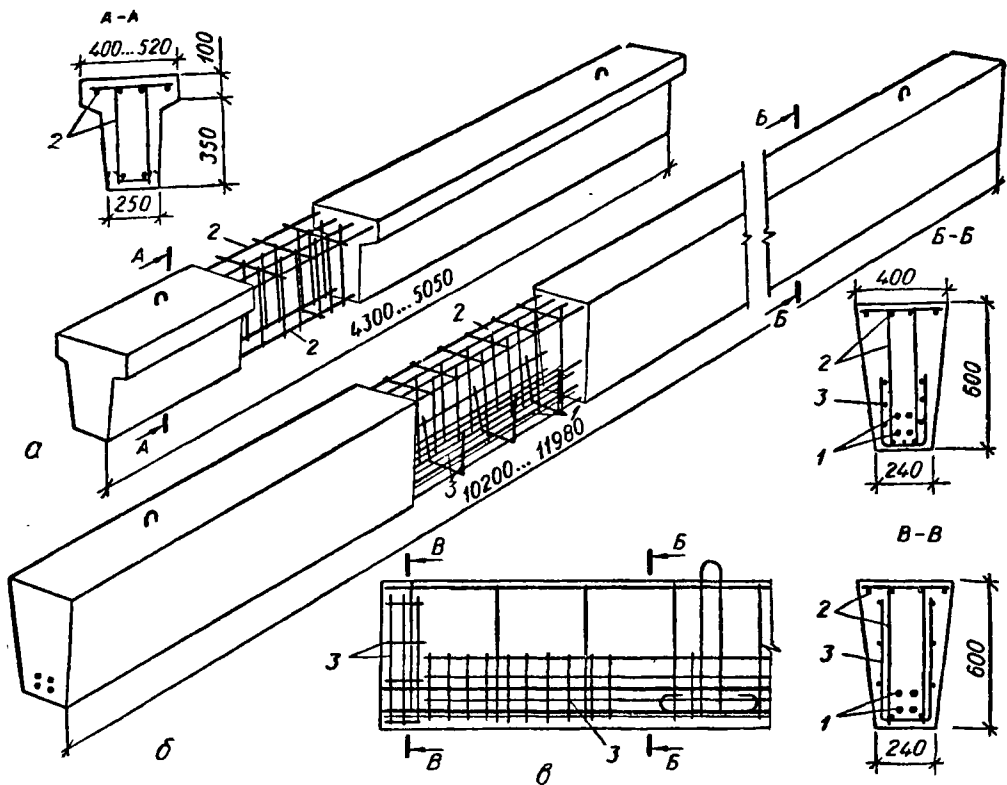


Рис. 11.19. Фундаментні балки:

а — при кінці колон 6 м; *б* — попередньо напружені при кінці колон 12 м; *в* — армування опорної частини попередньо напруженої балки: 1 — попередньо напружувана арматура; 2 — зварний каркас; 3 — зварна коритувата сітка

передньо напружуваною арматурою зі сталі класу А-IIIв та зварними каркасами (рис. 11.19).

Статичний розрахунок. 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 в стадії експлуатації.

У стадії зведення стін балки розраховують на навантаження від їхньої ваги та ваги свіжої кладки стіни, 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 проsvіти, балки розраховують у стадії зведення стіни на навантаження від ваги кладки до верху перемичок над вікнами першого поверху.

При зведенні стін способом заморожування еквівалентне навантаження приймають від поясу 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 опирання балки) від грані опори.

Для стін із залізобетонних панелей фундаментні балки розраховують при наявності цокольної панелі на навантаження від власної ваги; якщо цоколь зроблено з цегляної кладки, — на навантаження від ваги балки, цоколя заввишки 2,4 м та рам зі склом.

Переріз балок та арматуру добирають залежно від зусиль M та Q від найневигіднішого завантаження.

Приклад розрахунку фундаментної балки наведено в навчальній літературі [7].

11.7. Фундаменти

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

11.7.1. Окремі фундаменти під колони. Монолітні фундаменти роблять під монолітні або збірні колони уступчастими чи пірамідальними. Пірамідальні фундаменти економічніші, але більш трудомісткі. Уступчасті фундаменти можуть мати один (при висоті до 0,45 м), два (при висоті до 0,9 м) та три уступу (рис. 11.20, *a...в*). Загальну висоту, висоту нижнього уступу та площу фундаменту визначають розрахунком. Верх фундаменту приймають: при монолітних колонах — на рівні верху фундаментної балки, а в разі її відсутності — на позначці — 0,05; при збірних колонах — на позначці — 0,15. Висоти уступів приймають кратними 100 мм, а розміри в плані і по висоті кратними 300 мм.

Фундаменти виготовляють з бетону класу не нижче як $B12,5$ і армують по підшві зварними чи в'язаними сітками зі сталі класу А-II, А-III. Широко використовують вузькі зварні сітки завширшки 800...3000 мм з робочою арматурою через 200 мм в одному напрямі. Сітки укладають у два шари у взаємно перпендикулярних напрямках. При ширині фундаменту до 3 м сітка може бути одна з робочими стержнями в двох напрямках. Діаметри стержнів приймають не менш як 10 мм, а вздовж сторін розміром понад 3 м — 12 мм. Якщо сітки в'язані і ширина фундаменту перевищує 3 м, половину стержнів (через один) вкорочують до 0,8 повної їхньої довжини. Захисний шар бетону до арматури призначають при наявності бетонної підготовки 35 мм, а в разі її відсутності — 70 мм.

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

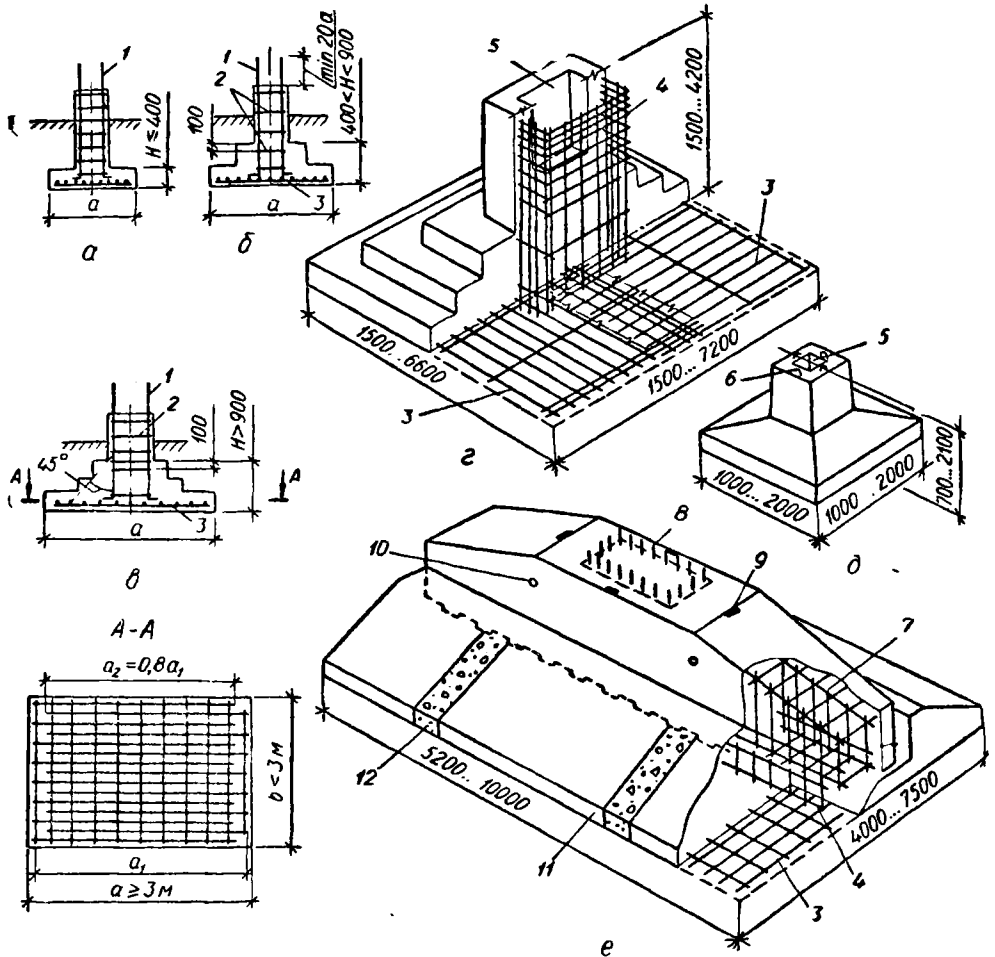


Рис. 11.20. Залізобетонні фундаменти під окремі колони:

a — монолітний одноступчастий; *б* — те саме, двоступчастий; *в* — те саме, триступчастий; *г* — те саме, під збірні колони; *д* — збірний одноблоковий; *е* — збірний складений; 1 — випуски каркасів; 2 — хомут; 3 — зварна сітка; 4 — зварні сітки стаканів; 5 — гніздо для колони; 6 — петля; 7 — просторовий каркас підколонника; 8 — стикові стержні; 9 — риска; 10 — отвір для піднімання; 11 — збирна плита; 12 — бетон замоноличування

Він може бути зварний або внапусток (без зварювання). При чотирьох стержнях у перерізі колони стик внапусток виконують в одному рівні, а при більшому числі стержнів — у двох рівнях через один стержень. Якщо на одному боці колони є три-чотири стержні, то першими стикують середні стержні.

Для збірних колон фундаменти роблять із стаканом (рис. 11.20, *г* та *д*) завглибшки на 50 мм більше від довжини замурування колони, яку приймають залежно від ексцентриситету поздовжньої сили в ме-

жах $1 \dots 1,5h_c$ колони (де h_c — висота нижнього перерізу колони). Зазори між стінками колони і стаканом мають бути: знизу — 50 мм, зверху — 75 мм.

Товщина стінок стакана зверху має бути не менш як 200 мм. У разі меншої товщини стінки стакана (підколонника) армують згідно з розрахунком (аналогічно до колони) горизонтальними зварними сітками і поздовжніми стержнями. Стержні сіток розташовують у зовнішніх і внутрішніх площинах стінок (поздовжні — тільки у зовнішніх). Діаметр стержнів сіток приймають не менш як $1/4$ діаметра поздовжніх стержнів підколонника і не менш як 8 мм. Після встановлення колон стакани замоноличують бетоном класу не нижче як B12,5 і не нижче від класу бетону фундаменту, зменшеним на 5 МПа.

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

Розміри ростверка і підколонника визначають розрахунком і приймають у плані та по висоті кратними 300 мм.

Ростверк розраховують на згинання та протискування і армують відповідно до діючих зусиль.

Збірні фундаменти залежно від розмірів можуть бути одноблоковими і складеними (рис. 11.18, е) — з прямокутної плити заввишки не менш 200 мм з пірамідальною верхньою частиною. Елементи складених фундаментів з'єднують на шарі дрібнозернистого бетону класу не нижче від класу бетону фундаменту.

Визначення розмірів фундаментів, стаканів та вимоги до армування їх наведено вище. Глибина замурування колон визначається вимогами анкерування їхньої поздовжньої арматури залежно від класу сталі, класу бетону та перерізу колон і приймається для стиснутих стержнів (10...18) d , а для розтягнутих — (20...35) d . Замурування може бути зменшене, якщо розтягнуті стержні поставлено з запасом відносно розрахунку на міцність. Запас створюється за рахунок множення на коефіцієнт $\frac{N_s}{k_s A_s}$ (N_s — розрахункове зусилля в розтягнутих стержнях; A_s — фактична площа перерізу арматури) або анкеруванням стержнів. Проте в усіх випадках глибину замурування розтягнутих стержнів приймають не менш як 15 d . Для фундаментів з підвищеним стаканом товщина його стінок залежить від перерізу колони, ексцентриситету поздовжньої сили і її приймають у межах (0,2...0,3) h_c колони.

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

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

Попередньо розміри підшови фундаментів будівель I та II класів і остаточно для будівель та споруд III та IV класів 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 позациентрово навантажених фундаментів епюра тиску ґрунту може бути трапецувата або трикутна; при цьому найбільший крайовий тиск має не перевищувати $1,2R_0$, а при двовісному позациентровому навантаженні — $1,5R_0$.

Розрахунок центрально-навантажених фундаментів (рис. 11.21, а). Площу підшови фундаменту визначають за формулою

$$A = ab = \frac{N}{R_0 - \gamma_m H_1} \quad (11.27)$$

Тут N — нормальна сила при $\gamma_f = 1$ на рівні верхнього обрізу фундаменту, кН; R_0 — розрахунковий опір ґрунтової основи, кПа; $\gamma_m =$

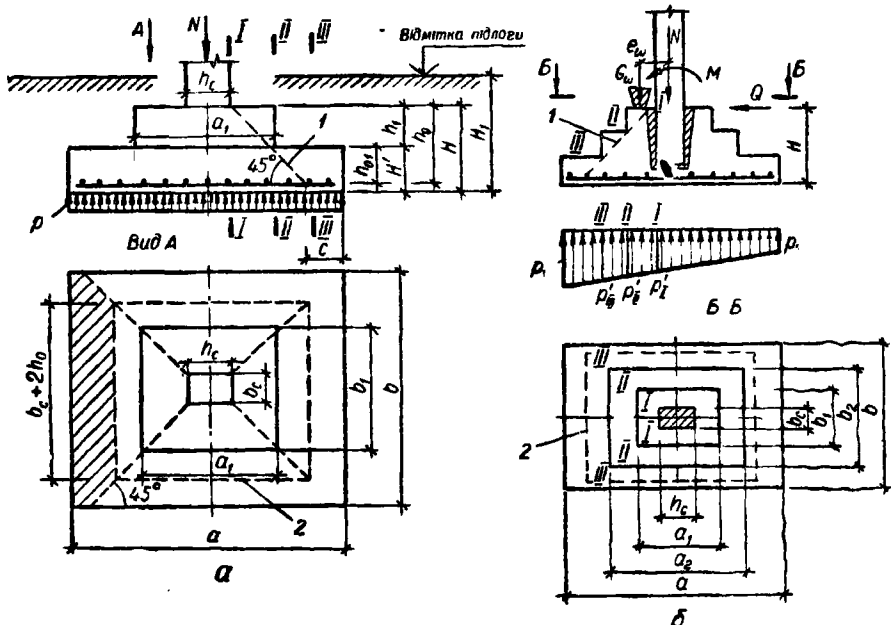


Рис. 11.21. До розрахунку фундаментів:

а — центрально-навантаженого; б — позациентрово навантаженого; 1 — грань піраміди протискання; 2 — основа піраміди

$= 20 \text{ кН/м}^3$ — усереднена вага одиниці об'єму фундаменту і засипки над ним; H_1 — глибина закладання фундаменту.

Мінімальну висоту фундаменту визначають із умови продавлювання по піраміді, бічні сторони якої починаються біля колони чи підколонника і нахилені під кутом 45° . Цю умову виражають формулою

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (11.28)$$

де F — продавлювальна сила; α — емпіричний коефіцієнт: для важкого бетону — 1, дрібнозернистого — 0,85, легкого та пористого — 0,3; u_m — середнє арифметичне периметрів верхньої та нижньої основи піраміди продавлювання в межах робочої висоти фундаменту $u_m = 2(b_c + h_c + 2h_0)$; b_c , h_c — розміри поперечного перерізу колони (рис. 12.21, а) чи підколонника (рис. 11.20, з).

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

$$F = N - pA, \quad (11.29)$$

де A — площа нижньої основи піраміди продавлювання,

$$A = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0);$$

$$p = N/A.$$

Із спільного розв'язання умов (11.28) та (11.29) маємо

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}}. \quad (11.30)$$

Аналогічно розраховують нижній уступ.

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

$$h_{01} \geq \frac{pc}{\Phi_{b3} R_{bt}}, \quad (11.31)$$

де h_{01} — робоча висота нижнього уступу; $c = (a - h_c - 2h_0)$ 0,5; $\Phi_{b3} = 0,6$.

Площу перерізу арматури підшви квадратного фундаменту визначають із умови розрахунку фундаменту на згинання в перерізах I—I та II—II за формулами

$$\left. \begin{aligned} M_I &= 0,125p(a - h_c)^2 b; \\ M_{II} &= 0,125p(a - a_1)^2 b. \end{aligned} \right\} \quad (11.32)$$

Переріз арматури обох напрямів на всю ширину фундаменту визначають з умов

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9h_0 R_s}; \quad A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9h_{01} R_s}. \quad (11.33)$$

Для прямокутної підшови фундаменту переріз арматури визначають у двох напрямках.

Розрахунок позацентрово навантажених фундаментів. Фундаменти проектують прямокутними в плані, витягнутими в напрямі дії згинального моменту із співвідношенням сторін не менш як 0,6. Крайові тиски під підшовою фундаменту (рис. 11.21, б) визначають у припущенні лінійного розподілу тиску в ґрунті:

$$p_1 = \frac{N_f}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right), \text{ якщо } e = \frac{M_f}{N_f} \leq a/b; \quad (11.34)$$

$$p_1 = \frac{2N_f}{by} = \frac{2N_f}{3b(0,5a - e)}, \text{ якщо } e > a/b, \quad (11.35)$$

де N_f та M_f — зусилля на рівні підшови фундаменту при $\gamma_f = 1$

$$N_f = N + \gamma_m H_1 A; \quad M_f = M + QH.$$

Тут N , M та 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 $p_m = N_f/A \leq R_0$. Мінімальний тиск ґрунту на підшову фундаменту має бути: в одноповерхових будівлях при кранах вантажністю понад 75 т і у відкритих естакадах $p_2 \geq 0,25p_1$; у будівлях з кранами вантажністю менш як 75 т $p_2 \geq 0$; у безкранових будівлях у розрахунку на другу основну комбінацію навантажень можлива двозначна епюра з виключенням з роботи не більш як 1/4 площі підшови фундаменту.

На міцність позацентрово навантажені фундаменти розраховують аналогічно до центрально-навантажених. При цьому тиск ґрунту від розрахункових навантажень при $\gamma_f > 1$ визначають без урахування ваги фундаменту та ґрунту на уступах за формулами (11.34) та (11.35) при $N_f = N$ (N — визначають при $\gamma_f > 1$)

У фундаментах із підвищеною стаканною частиною розраховують поздовжню і поперечну арматуру стакана. Площу перерізу поздовжньої (вертикальної) арматури визначають на рівні дна стакана (за перерізом I—I) (рис. 11.22). Згинальні моменти і нормальні сили визначають від комбінації зусиль, що діють у колоні на рівні верху стакана (M_c , N_c та Q_c) та

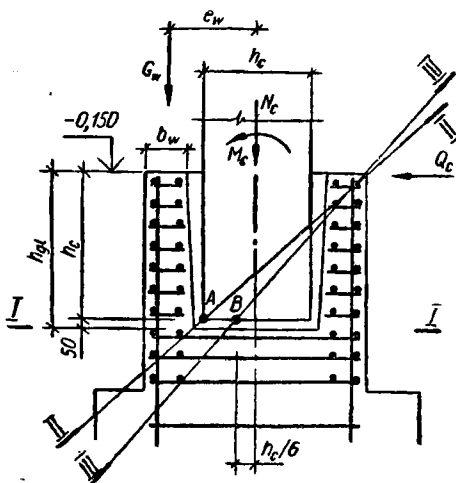


Рис. 11.22. До розрахунку підколонника

ваги стакана, а також частини колони в ньому

$$\left. \begin{aligned} M &= M_o + O_c h_{cl} + G_w e_w; \\ N &= N_c + G_w, \end{aligned} \right\} \quad (11.36)$$

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

Коробчастий поперечний переріз стакана зводять до таврового (див. розд. 7).

Поперечну арматуру при $e_o < h_c/6$ ставлять конструктивно, а при $e_o > h_c/2$ — визначають із розрахунку на момент у похилому перерізі, що проходить через стиснуте ребро торця колони і верхнє ребро стакана (рис. 11.22, переріз *II—II*). Площу перерізу поперечної арматури в одному ряду обчислюють за формулою

$$A_{stw} = \frac{M + Qh_{gl} - N \frac{h_c}{2}}{R_{stw} \Sigma z_w}. \quad (11.37)$$

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

$$A_{stw} = \frac{M + Qh_{gl} - 0,7Ne_o}{R_{stw} \Sigma z_w}, \quad (11.38)$$

де h_{gl} — глибина стакана; $e_o = M/N$; Σz_w — сума відстаней від кожного ряду поперечної арматури до нижньої грані колони.

Приклади розрахунку фундаменту наведено в навчальній [7, 8] та довідковій [35, 36] літературі.

11.7.2. Стрічкові та суцільні фундаменти. Стрічкові фундаменти закладають під стіни і під колони.

Стрічкові фундаменти під стіни роблять переважно з блоків-подушок та фундаментних блоків (рис. 11.23, *а*). Блоки-подушки бувають прямокутного чи трапецуватого перерізів. Найпоширеніші блоки трапецуватого контуру. Їх укладають уздовж стіни уприутл або із зазором (переривчасті фундаменти). Подушку розраховують у поперечному напрямі за згинальним моментом і поперечною силою як консоль, завантажену реактивним тиском ґрунту p без урахування ваги подушки та ґрунту на ній.

Згинальний момент по грані стіни (рис. 11.23, *б*) $M_{\max} = 0,5pc^2$, де c — виліт консолі. Площу арматури визначають за формулою (11.33).

Висоту подушки призначають із умови міцності по перерізувальній силі як для елемента без поперечної арматури за формулою (11.31).

Стрічкові фундаменти під колони роблять окремими (рис. 11.23, *в*) або перехресними стрічками (рис. 11.23, *г*) таврового поперечного перерізу з полицею внизу. Вони бувають монолітні і

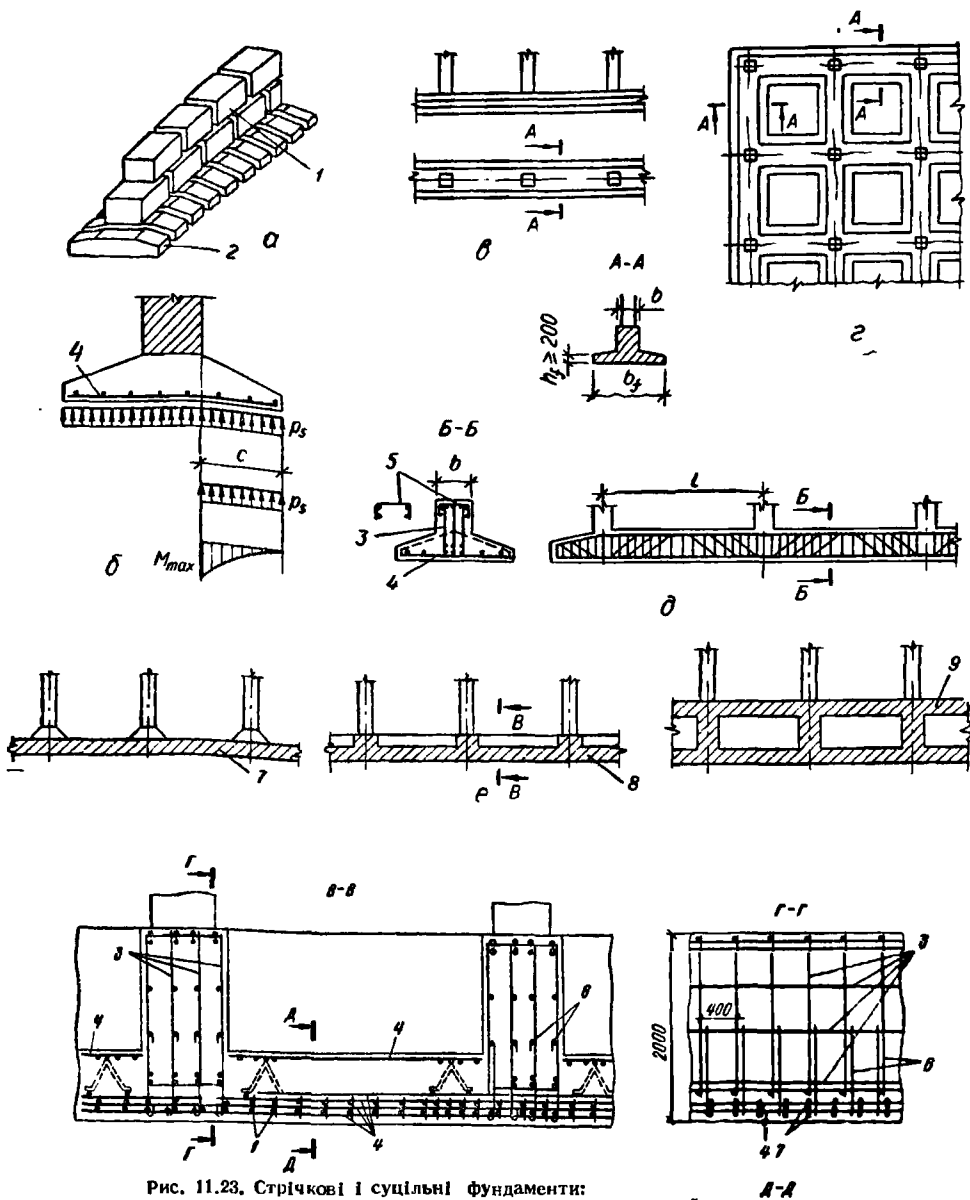


Рис. 11.23. Стрічкові і суцільні фундаменти:

а — під стіни; б — армування і розрахункова схема фундаменту; в — окремі стрічки; г — перехресні стрічки; д — армування; е — монолітні суцільні фундаменти; 1 — фундаментні блоки; 2 — блоки-подушки; 3 — зварні каркаси; 4 — плоскі зварні сітки; 5 — коритуваті зварні сітки; 6 — шпилька; 7 — плитний безбалковий; 8 — плитний ребристий; 9 — коробчастий

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. 11.23, *д*).

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

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

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

Стрічкові фундаменти розраховують як балки на пружній основі. Методика розрахунку викладається в курсі «Основи і фундаменти».

Суцільні фундаменти застосовують при слабких ґрунтах і значних навантаженнях. Вони бувають плитними безбалковими, у вигляді ребристих плит та коробчастими (рис. 11.23, *е*). Найбільшою жорсткістю характеризуються коробчасті перерізи, проте що до витрати матеріалів вони не економічні.

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.

11.8. Підкранові балки

Підкранові балки зазнають дії динамічних навантажень від мостових кранів. Залізобетонні попередньо напружені балки застосовують для кранів групи режимів роботи I К...5К. Збірні попередньо напружені балки проектують для кроку колон 6 та 12 м однопрольотними із опиранням на них консолі. Поперечний переріз балок прольотом 6 м —

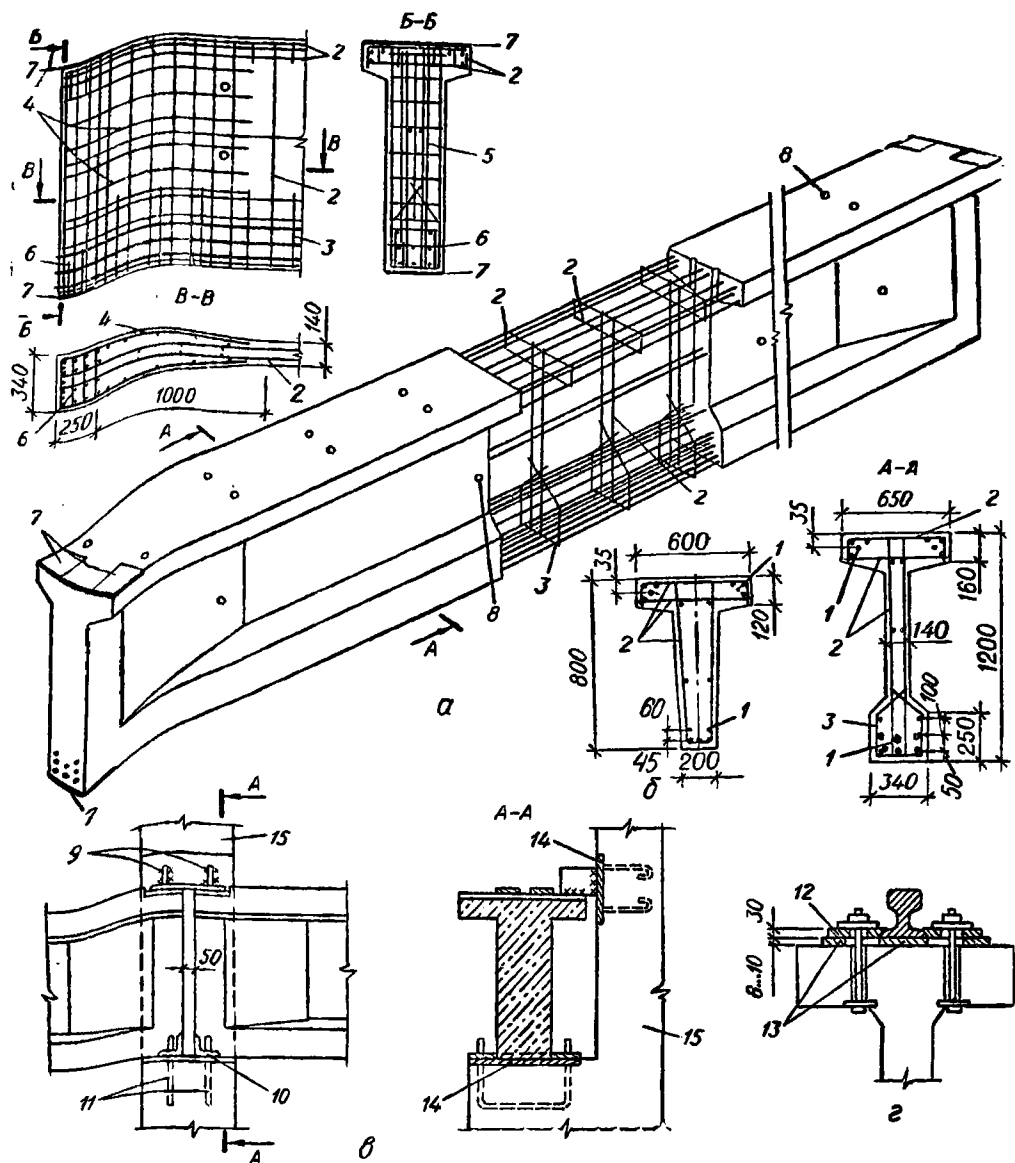


Рис. 11.24. Збірні підкранові попередньо напружені балки:

a — прольотом 12 м; *б* — поперечний переріз балки прольотом 6 м; *в* — кріплення підкранової балки до колони; *г* — кріплення рейки до підкранової балки; 1 — попередньо напружувана арматура; 2 — зварний каркас; 3 — коуги; 4 — гнуті сітки на опорах; 5 — плоскі сітки; 6 — плоскі сітки на опорак; 7 — закладні деталі; 8 — отвори для кріплення підкранової колії та талів; 9 — металеві планки; 10 — закладна деталь підкранової балки; 11 — анкери-випуски з колони; 12 — лапки-притискачі; 13 — пружні прокладки; 14 — закладна деталь колони; 15 — колона

тавровий, 12 м — двотавровий. Верхня полиця призначена для розміщення кранових колій і підвищення жорсткості балки в горизонтальному напрямі. У нижній полиці розміщується попередньо напружувана поздовжня арматура. Висота балок завдовжки 6 м при кранах вантажністю до 32 т — 1000 мм, а балок завдовжки 12 м — 1400 мм. Ширину верхньої полиці з умови кріплення і рихтування кранової рейки приймають відповідно 600; 650 мм, а висоту її — 120; 180 мм (рис. 11.24, а та б).

Балки прольотом 6 м виготовляють із бетону класів В25, В30, а прольотом 12 м — В30, В40. У нижній зоні балки армують попередньо напружуваною арматурою: стержньовою класів А-IV, А-V, дротяною класу Вр-II або канатами класу К-7. Стінку і полиці балок армують каркасами з арматури класу А-III. Оскільки балки працюють на дію багаторазово повторюваного навантаження, поява початкових тріщин в них не допускається, а тому у верхній полиці також передбачають попередньо напружувану арматуру кількістю $A'_{sp} = (0,15... 0,2) A_{sp}$. Цю арматуру враховують у розрахунку верхнього пояса на дію горизонтальних навантажень від гальмування. Для забезпечення міцності і тріщиностійкості кінців балок встановлюють додаткові каркаси та сітки.

Підкранові балки з'єднують з колонами зварюванням закладних деталей (рис. 11.24, в). Для передавання горизонтальних зусиль у стиках встановлюють накладки, приварювані до верхніх закладних листів балок і закладних деталей колон. Між підкрановою колією та балкою для амортизації ударів встановлюють пружну прокладку з прогумованої тканини завтовшки 8...10 мм. Рейку кріплять до балки болтами (рис. 11.24, г).

Підкранові балки розраховують на дію вертикальних та горизонтальних навантажень (рис. 11.25, а). Вертикальні навантаження складаються з ваги балки, кранової колії і тиску двох кранів з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,1$. Розрахункове навантаження від вертикального тиску крана

$$F_v = \gamma_f F_{v, \max} \quad (11.39)$$

Горизонтальне навантаження від поперечного гальмування візка крана (одного колеса моста)

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma_f F_{h, \max} \quad (11.40)$$

де $F_{v, \max}$ та $F_{h, \max}$ — приймають за технічними умовами на мостові крани.

Для спрощення розрахунків горизонтальну силу F_h прикладають посередині висоти верхньої полиці перерізу балки.

Зусилля (M ; Q) в перерізах балки визначають від двох зближень кранів однакової вантажності з урахуванням коефіцієнта сполучення

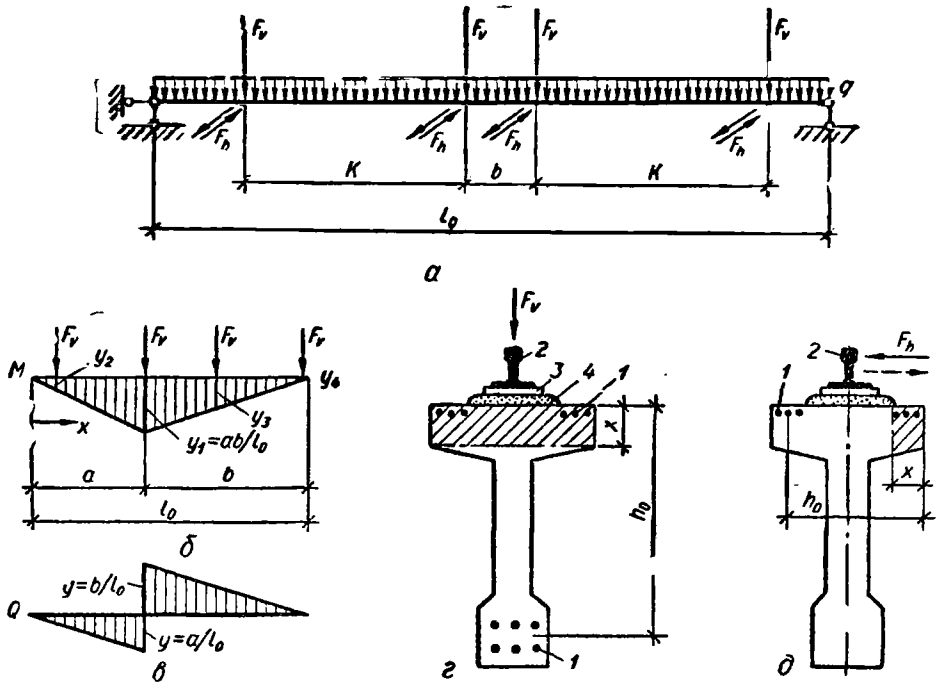


Рис. 11.25. До розрахунку підкранових балок:

a — розрахункова схема; *б* — лінія впливу M ; *в* — те саме, Q ; *г* — переріз підкранової балки і розміщення робочої арматури під час розрахунку на вертикальне навантаження; *д* — те саме, на горизонтальне навантаження; 1 — робоча (розрахункова) арматура; 2 — рейка; 3 — металева прокладка; 4 — вирівнювальний шар

навантаження $\psi = 0,85$. Розрахунок ведуть по лініях впливу. Відстань між силами F_h та F_v визначається габаритами крана (рис. 11.25, *a*). За знайденими зусиллями будують обвідні епюри M та Q . Ординати цих епюр можна обчислити за габлицями, які наведено в довіднику [38].

Зусилля для розрахунку на витривалість визначають від дії одного мостового крана. Нормативне навантаження враховують із знижувальним коефіцієнтом 0,5 і без урахування коефіцієнта динамічності (див. пп. 4.18 та 1.7 [14]).

Перерізи балки розраховують за першою і другою групами граничних станів, окремо на вертикальні і горизонтальні навантаження.

Розрахунковим на вертикальні навантаження є тавровий переріз (рис. 11.25, *г*), на горизонтальні навантаження — прямокутний (верхня полиця) (рис. 11.25, *д*).

У розрахунку на витривалість визначають напруження в бетоні та арматурі у припущенні пружної роботи зведеного перерізу на дію зовнішнього навантаження і зусилля попереднього обтискування P

(з урахуванням втрат). При цьому мають бути додержані умови

$$\sigma_b < \gamma_{b1} R_{b,ser}; \quad \sigma_s \leq \gamma_{s3} R_{s,ser}, \quad (11.41)$$

де γ_{b1} та γ_{s3} — коефіцієнти умов роботи бетону та арматури у розрахунку залізобетонних конструкцій на дію багаторазово повторюваних навантажень.

У стиснутій зоні перерізу балки під час циклу зміни навантаження розтягувальні напруження не допускаються.

Непружні деформації в стиснутій зоні бетону враховують зниженням модуля пружності бетону, приймаючи коефіцієнт зведення арматури до бетону α' (п. 3.47 [13]).

Похилі перерізи розраховують на витривалість із умови, що розтягувальні зусилля сприймаються хомутами при напруженнях в них $\gamma_{s3} R_{sw}$. Прогин балки визначають з урахуванням дії коротко- і довгочасних навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$. Прогин визначається умовою $f \leq 1/600$. Утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі, перевіряють за умовою

$$\sigma_{bt,max} \leq \gamma_{b1} R_{bt,ser}. \quad (11.42)$$

Приклад розрахунку підкранової балки наведено в навчальній літературі [7].

11.9. Поперечні рами

Поперечні рами одноповерхових каркасних будівель бувають збірні і монолітні.

Найбільшого поширення набули збірні рами, оскільки виготовлення їх індустріальне.

Рами складаються із стояків та ригелів. Стояками є колони (рис. 11.26, а...в), а ригелями — кроквяні балки, ферми, арки або плити «на проліт». Їх з'єднують із стояками шарнірно (рис. 21.26, з) (кроквяні балки можуть також з'єднуватися з колонами жорстко).

При шарнірному з'єднанні навантаження, прикладені до одного елемента, не спричиняють згинальних моментів у другому, а тому спрощується конструкція стиків, елементи рами відповідають вимогам заводського виготовлення і можлива уніфікація конструкцій. Тому конструкції одноповерхових рам прийнято типові. Жорстке з'єднання ригелів із стояками веде до зменшення згинальних моментів у прольоті ригеля, але ускладнює конструкцію елементів рами та стиків, а тому не набуло широкого застосування.

Шарнір роблять зварюванням сталюого опорного листа ригеля з закладною деталлю на торці колони (рис. 21.26, г).

11.9.1. Колони збірного каркаса. Колони одноповерхових будівель бувають суцільні прямокутного або двотаврового перерізу при висоті будівлі до 10,8 м та кранах вантажністю до 20 т і наскрізні —

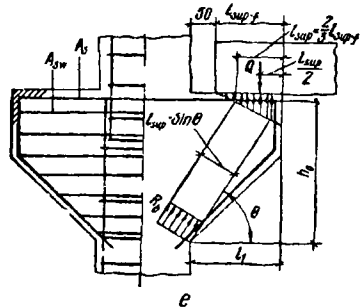
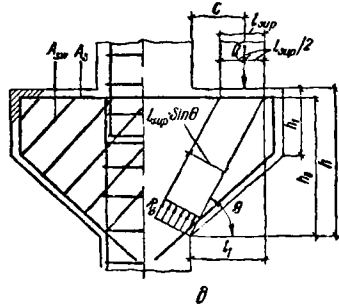
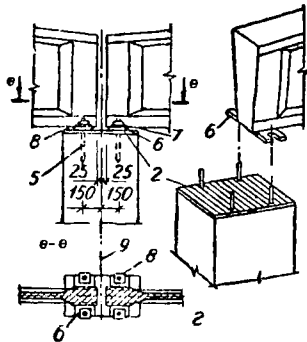
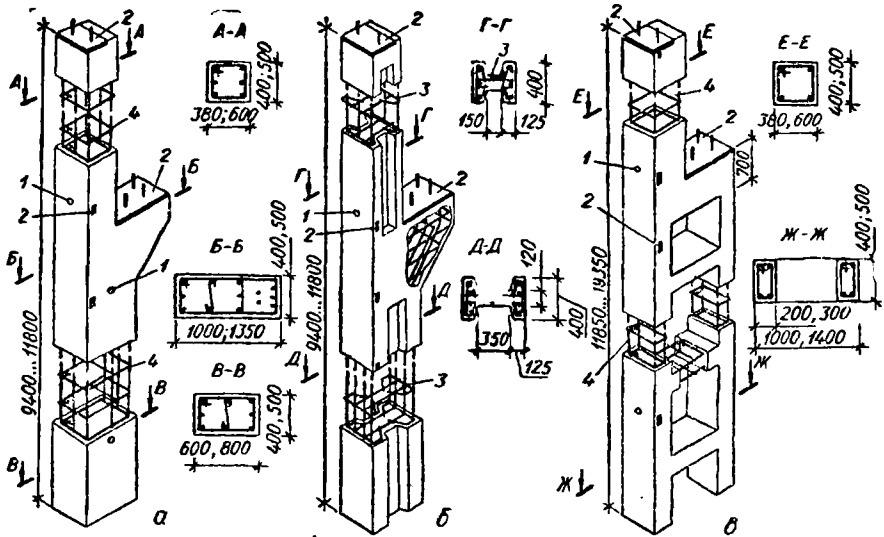


Рис. 11.26. Колони крайнього ряду одноповерхових промислових будівель:

a — суцільна; *б* — двотаврова; *в* — двовіткова; *г* — шарнірний вузол опирання ригелів на колону; *д* — армування консолей колон похилими хомутами при дії поперечної сили; *е* — те саме, при шарнірному опиранні збірної балки, розташованої уздовж вильоту консолі; *1* — отвір для піднімання колони; *2* — закладна деталь; *3* — зварний каркас; *4* — в'язаний каркас; *5* — анкер; *6* — стальна пластинка; *7* — шайба; *8* — гайка; *9* — вісь ряду

двовіткові для будівель заввишки понад 10,8 м з кранами вантажністю 32 т і більше (рис. 11.26, а...в).

Для безкранових промислових будівель при кроці рам 6 м залежно від висоти поперечний переріз колон (300 × 300) ... (400 × 800) мм (для сільськогосподарських будівель — 300 × 300 мм); при кроці колон 12 м поперечний переріз колон збільшується до 500 × 600 або 400 × 800 мм.

Колони виготовляють із бетону класів В15...В30, армують зварними каркасами, в яких поздовжні стержні зі сталі класів А-II чи А-III, а поперечні — зі сталі класів А-I чи Вр-I.

Для будівель з мостовими кранами застосовують колони з консолями. Висоту їхнього поперечного перерізу приймають у межах 1/10... 1/14 висоти відповідно надкранової та підкранової частин, а ширина їх по висоті стала і дорівнює 1/20...1/25 висоти колони.

Габарити перерізу надкранової частини визначаються спиранням ригеля на торець колони. Висоту перерізів приймають: для надкранової частини — крайніх колон 380 мм, середніх — 600 мм; для підкранової відповідно 600 і 800 мм. Ширина перерізу 400 і 500 мм. Більші розміри відповідають кроку колон 12 м.

Колони виготовляють із бетону класів В15, В25 і армують в'язаними або зварними каркасами: поздовжні стержні зі сталі класів А-II та А-III, а поперечні — зі сталі класу А-I. Колони двотаврового поперечного перерізу економічні щодо витрати бетону, але трудомісткі у виготовленні.

Позацентрово навантажені колони при висоті понад 10,8 м у підкрановій частині роблять двовітковими. Вони складаються з двох стояків-віток, з'єднаних між собою поперечними розпірками. Поперечний переріз надкранової частини колон прямокутний розміром 500 × 600 мм. Висоту перерізу підкранової частини (відстань між вітками зовні) приймають залежно від вантажності мостового крана. Для крайніх колон вона становить 1000 або 1300 мм, для середніх — 1400 або 1600 мм. Відстань між розпірками призначають у межах (8...10) h_1 , де h_1 — висота перерізу вітки, яка становить 250 або 300 мм. Ширина перерізу колон 400 і 500 мм, причому менший з розмірів застосовують при кроці колон 6 м. Верх нижньої розпірки відповідає позначці рівня підлоги. Висоту перерізу розпірки приймають рівною (1,5...2) h_1 , а ширину — рівною ширині перерізу колони b .

Колони замурують у стакан фундаменту на глибину не менш як $h_c = 0,5 + 0,33h_1$ або $h_c = 1,5 v_1$. Крім того, глибину їх замурування перевіряють достатністю анкерування поздовжньої арматури.

Розміри консолей та армування їх визначають розрахунком та умовою спирання конструкцій. Для коротких консолей ($l_1 = 0,9h_0$) поперечне армування їх призначають залежно від співвідношення розмірів консолі (рис. 11.26, д та е): при $h_{ca} \leq 2,5a$ консоль армують похи-

лими хомутами під кутом не більш як 45° по всій висоті; при $h_{ca} \geq 2,5a$ консоль армують горизонтальними хомутами по всій висоті; крок хомутів у межах консолі має не перевищувати $h_{ca}/4$ і бути не більшим за 150 мм.

Короткі консолі розраховують на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій стиснутій смугі між тягарем та опорою (рис. 11.26, д) з умови

$$Q \leq 0,8R_b b l_{sup} \sin^2 \theta (1 - 5\alpha \mu_w), \quad (11.43)$$

де права частина не повинна перевищувати $3,5R_b b h_0$ і бути не меншою за $2,5R_b b h_0$.

В умові (11.43): l_{sup} — довжина площадки спирання навантаження уздовж вильоту консолі; Q — кут нахилу розрахункової стиснутої смуги до горизонталі $\left(\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2} \right)$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b s_w}$ — кое-

фіцієнт армування хомутами, розташованими по висоті консолі; s_w — відстань між хомутами, виміряна по нормалі до них.

Для коротких консолей, що входять у жорсткий вузол рами із замоноличування стику, значення $l_{sup} = l_1$, якщо $M/Q \geq 0,3$ і $l_{sup}/l_1 \geq 2/3$ (де M та Q — момент, що розтягує верхню грань ригеля, і поперечна сила в його нормальному перерізі по краю консолі). За цих умов праву частину виразу (11.43) приймають не більш як $5R_b b h_0$.

При шарнірному спиранні на коротку консоль збірної балки, розташованої вздовж вильоту консолі, і відсутності виступаючих закладних деталей, які фіксують площадку спирання, $l_{sup} = 2/3 l_{sup,1}$ (рис. 11.26, е).

У разі шарнірного спирання балки на консоль колони зусилля в поздовжній арматурі консолі перевіряють з умови

$$Q \frac{l_1}{h_0} \leq R_s A_s. \quad (11.44)$$

Умова (11.44) додержується, якщо поздовжню арматуру доведено до вільного кінця консолі і заанкеровано на довжину l_{an} .

В разі жорсткого з'єднання ригеля з колоною, приварювання нижньої арматури ригеля до арматури консолі через закладні деталі і замоноличування стику зусилля в поздовжній арматурі перевіряють із умови

$$Q \frac{l_1}{h_0} - N_s \leq R_s A_s. \quad (11.45)$$

Горизонтальне зусилля N_s , що діє на верху консолі від ригеля, обчислюють за формулою

$$N_s = \frac{M + Q \frac{l_{sup}}{2}}{h_{0b}} \quad (11.46)$$

і приймають не більш як $1,4k_f l_w R_{wf} + 0,3Q$ і не більш як $R_{sb} A_{sb}$.

Тут M та Q — зусилля в нормальному перерізі ригеля по краю консолі; якщо момент розтягує нижню грань ригеля, то його значення враховують в (11.46) із знаком мінус; $l_{sup} = l_{sup,f}$ — фактична довжина спирання навантаження на виліт консолі; h_{ob} — робоча висота ригеля; k_f та l_w — відповідно висота та довжина кутового шва приварювання закладних деталей ригеля до консолі; $R_{wf} = 180$ МПа — розрахунковий опір кутових швів зрізу металу шва при електродах Э42 (згідно з СНиП II-23-81); 0,3 — коефіцієнт тертя сталі по сталі; R_{sb} та A_{sb} — відповідно розрахунковий опір і площа перерізу верхньої арматури ригеля.

Зазор між торцем ригеля та колоною приймають 50 мм. Тоді виліт консолі $l_1 = l_{sup,f} + 50$ мм.

Для підкранових балок виліт консолі визначається габаритом прив'язки (750 або 1000 мм), шириною опори балки та мінімальною відстанню до краю консолі, що дорівнює 100 мм.

Згідно з рекомендаціями [19] поперечне армування коротких консолей слід виконувати: при $h \leq 2,5c$ — хомутами, нахиленими під кутом 45° (рис. 11.26, д); при $h > 2,5c$ — горизонтальними хомутами (рис. 11.26, е). Крок хомутів не більш як $h/4$ і не більш за 150 мм.

Приклади розрахунку консолей колон наведено в навчальній [10], нормативній [19] та довідковій [35] літературі.

11.9.2. Розрахунок поперечних рам. Розрахункова схема а. У розрахунку збірних поперечних рам з'єднання ригелів з колонами приймають шарнірним, а колон з фундаментами — жорстким. Довжину колон приймають рівними відстані від низу ригеля до верху фундаменту. Ригель рами розраховують незалежно як однопрольотну конструкцію з шарнірним спиранням.

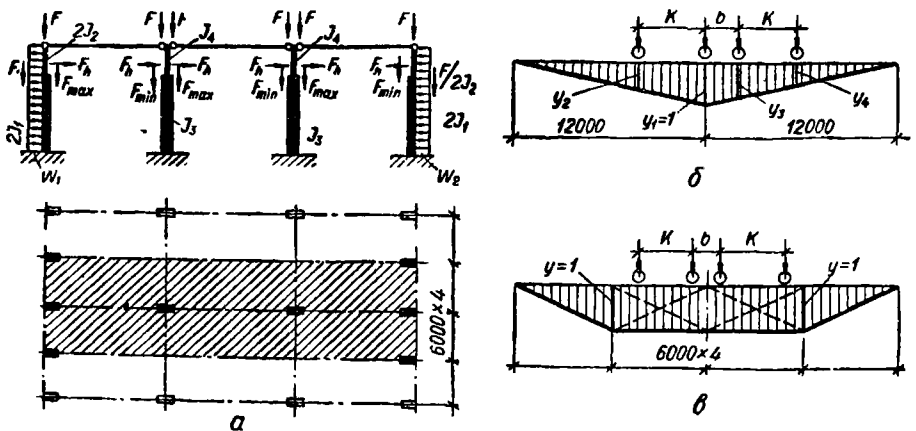


Рис. 11.27. Розрахункова схема поперечної рами:

а — умовна блок-рама; б — лінії впливу опорного тиску на колону від кранового навантаження при постійному кроці крайніх і середніх колон; в — те саме, для блок-рами

При кроці рам 6 або 12 м до складу рами входить половина стояка з кожного ряду і навантаження збираються з відповідної ширини. Коли крок крайніх колон 6 м, а середніх — 12 м, до розрахункової схеми вводять умовну блок-раму (рис. 11.27, а) завширшки 12 м. Жорсткість стояків умовної рами подається як сума жорсткостей колон, що входять до блока.

Навантаження. На поперечну раму діють постійні навантаження від ваги покриття колон, підкранових балок, стінових панелей і тимчасові від снігу, вітру, вертикального та горизонтального тиску мостових кранів (рис. 11.27, а).

Визначені розрахунком зусилля в колонах блок-рами для середніх колон є розрахунковими, а для крайніх зменшуються удвоє, оскільки до блок-рами входять дві крайні колони. Для виявлення найневигіднішої комбінації зусиль у перерізах колон раму поперечника розраховують окремо від кожного виду завантаження.

Постійні навантаження:

від ваги покриття, що передається на колону як опорний тиск ригеля (кроквяної балки, рами або арки), що прикладається до колони з ексцентриситетом;

від ваги надкранової та підкранової частини колони, що прикладається по осі підкранової частини колони (зусилля M від ваги надкранової частини колони можна не враховувати);

від ваги стінових панелей та заповнення віконних рам, що прикладається на рівні підкранової консолі колони та верху фундаменту з відповідними ексцентриситетами;

від ваги підкранової балки та колії з ексцентриситетом.

Тимчасові вертикальні навантаження:

від ваги снігу: встановлюється відповідно до географічного району будівництва; передається на колону в місці прикладання навантаження від покриття (снігове навантаження вважається короткочасно діючим, крім снігових районів III, IV та V...VI, для яких частину нормативного значення навантаження, помноженого на коефіцієнт, який залежно від районів дорівнює 0,3; 0,5 та 0,6, приймають довгочасно діючою);

від мостових кранів: від двох кранів, що працюють у зближеному положенні з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,1$ (нетривала дія навантаження), або від одного крана з коефіцієнтом $\gamma_f = 0,5$ для групи режимів роботи кранів 4К...5К (тривала дія навантаження); при одному крані навантаження від нього приймають без зниження, при двох кранах навантаження множать на коефіцієнт сполучення $\psi = 0,85$ для групи режимів роботи кранів 1К...5К. При чотирьох кранах для середніх колон коефіцієнт $\psi = 0,7$.

Вертикальне навантаження від мостових кранів визначають по лінії впливу опорної реакції підкранової балки, найбільша ордината

якої на опорі дорівнює одиниці при постійному кроці крайніх і середніх колон (рис. 11.27, б), і по умовній лінії впливу реакції підкранової балки при кроці крайніх колон 6 м, а середніх — 12 м (рис. 11.27, в). Одну зосереджену силу від колеса крана встановлюють на опорі, решту — на відстані габаритних розмірів кранів. Максимальний і мінімальний тиски на колону від одного колеса

$$F_{\max} = \gamma_f \psi F_{v, \max} \Sigma y; \quad F_{\min} = \gamma_f \psi F_{v, \min} \Sigma y, \quad (11.47)$$

де $F_{v, \max}$ та $F_{v, \min}$ — приймають за технічними умовами на крани.

Вертикальний тиск F від кранів передається через підкранові балки на консоль колони з ексцентриситетом, що дорівнює: для крайньої колони $e = 0,25 + 0,75 - 0,5h_c$ (при нульовій прив'язці $e = 0,75 - 0,5h_c$) і для середньої колони $e = 0,75$ м.

Моменти від кранового навантаження

$$M_{\max} = F_{\max} e; \quad M_{\min} = F_{\min} e \quad (11.48)$$

Тимчасові горизонтальні навантаження:

від поперечного гальмування візка з вантажем від двох мостових кранів, що перебувають у зближеному стані (нетривала дія навантаження), і від одного крана (тривала дія навантаження) визначають по тих самих лініях впливу, що й вертикальний тиск від мостових кранів (коефіцієнт надійності за навантаженням і коефіцієнти сполучення приймають такими самими, як і в разі визначення вертикальних кранових навантажень):

$$F_{n, \max} = \gamma_f \psi F_n \Sigma y, \quad (11.49)$$

де F_n — нормативне горизонтальне навантаження на одне колесо; $F_n = (Q + G)/40$. Тут Q — вантажність крана; G — вага візка крана; $\gamma_f = 1,1$;

від вітрового навантаження: залежно від географічного району та висоти будівлі встановлюють значення вітрового тиску на 1 м^2 стін та покриття (з навітряної сторони враховують додатний, а з підвітряної — від'ємний тиск); нерівномірне по висоті будівлі вітрове навантаження замінюють рівномірно розподіленим, еквівалентним за згинальним моментом в замуруванні колони.

Статичний розрахунок рами. Покриття, зв'язане з ригелями рам, утворює горизонтальний жорсткий диск, яким забезпечується їх спільне з верхом колон горизонтальне зміщення або, в разі незміщованості цього диска, верх колон утримується від зміщення. Дія постійних навантажень не спричиняє зміщення верху колон. Вітрове ж навантаження спричиняє горизонтальне зміщення верху всіх колон разом із покрівельним диском, що й враховується розрахунком. Навантаження від мостових кранів прикладають до двох-трьох рам блока. Горизонтальний диск покриття включає в поперечну роботу всі інші поперечні рами температурного блока.

Під час розрахунку статично невизначних поперечних рам методом переміщень просторову роботу каркаса враховують множенням реакції від одиничного зміщення поперечної рами r_{11} на коефіцієнт c_{ng} :

$$c_{ng} r_{11} \Delta + R_2 = 0, \quad (11.50)$$

де r_{11} — реакція поперечної рами від одиничного зміщення; R_2 — сума реакції верху колон від навантаження; Δ — горизонтальне переміщення верху рами.

У формулі (11.50)

$$c_{ng} = \frac{1}{\frac{1}{m} + \frac{x_0^2}{2 \sum_{i=1}^m x_i^2}}, \quad (11.51)$$

де m — число поперечних рам блока; x_0 — координата розглядуваної рами (від центра ваги блока); x_i — координата будь-якої поперечної рами.

При кроці колон 12 м для блока завдовжки 60 м коефіцієнт $c_{ng} = 3,4$, при кроці 6 м $c_{ng} = 4$.

Цей розрахунок виконують для одно- та двопрольотних рам. Якщо число прольотів три і більше і діють кранові навантаження, зміщення верху колон незначне, а тому ним можна нехтувати, прийнявши $\Delta = 0$.

Зусилля в стояках (колонах) поперечної рами від навантажень визначаються звичайно методом переміщень з одним невідомим Δ — горизонтальним переміщенням плоскої завантаженої рами. Основну систему показано на рис. 11.28, а. Її послідовно завантажують постійними та тимчасовими навантаженнями і визначають опорні реакції верху стояків, які розглядають як консолі, затиснуті у фундаментах і навантажені відповідними навантаженням та реакцією, спричиною цим навантаженням. Тоді визначають нормальні сили N , згинальні моменти M та перерізувальні сили Q в найхарактерніших перерізах від кожного виду навантаження (для верху колон над і під підкрановою консолю та біля верхнього обрізу фундаменту) (рис. 11.28, б).

Значення опорної реакції R_2 для кожного навантаження, крім вітрового, визначають за таблицями [38].

У разі дії вітрового навантаження вважають, що верх колон зміщується і зусилля можна визначати за такою методикою. Зайві невідомі в рамі — сумарні опорні реакції, що припадають на всі колони, визначають окремо — від дії зосередженого вітрового навантаження W , що діє на всі конструкції вище від верху колон, і рівномірно розподіленого навантаження від активного тиску вітру w_1 та відсису w_2 . Потім сумарні опорні реакції розподіляються між колонами рами залежно від жорсткості їх та висоти.

Реакції верху першої R_{w1} та m -ї R_{wm} колони визначають у припущенні їх незміщуваності так само, як і раніше. Знайдені значення опорних реакцій множать на коефіцієнти розподілу η_i , значення яких наведено в довіднику [38]. Тоді повні опорні реакції від вітрового навантаження для кожної з колон рами визначаються як алгебраїчна сума опорних реакцій $W\eta$, $R_{w1}\eta'$, $R_{w2}\eta''$.

Визначивши зусилля в перерізах колон від усіх видів завантаження, складають таблицю розрахункових зусиль M , N , Q і визначають розрахункові комбінації зусиль.

Розглядають два основні сполучення: з урахуванням зусиль від усіх постійних і одного короткочасного навантаження і з урахуванням зусиль від усіх постійних та двох чи більше (у найневигоднішій комбінації) тимчасових навантажень, помножуючи їх на коефіцієнт сполучення $\psi_2 = 0,95$ для довгочасних навантажень і $\psi_2 = 0,9$ для короткочасних. Зусилля від вертикального і горизонтального навантажень приймають за одне зусилля.

До особливого сполучення входять зусилля від довгочасних постійних і довгочасних тимчасових та одного з особливих навантажень (сейсмічні впливи, порушення технологічного процесу). Тимчасові навантаження враховують при $\psi_2 = 0,8$.

Приклади розрахунку поперечника одноповерхових будівель наведено в навчальній [1, 6, 7, 10] та довідковій [36] літературі.

11.9.3. Розрахунок колон. Переріз колон розраховують на найневигоднішу комбінацію зусиль із урахуванням ексцентриситету по-

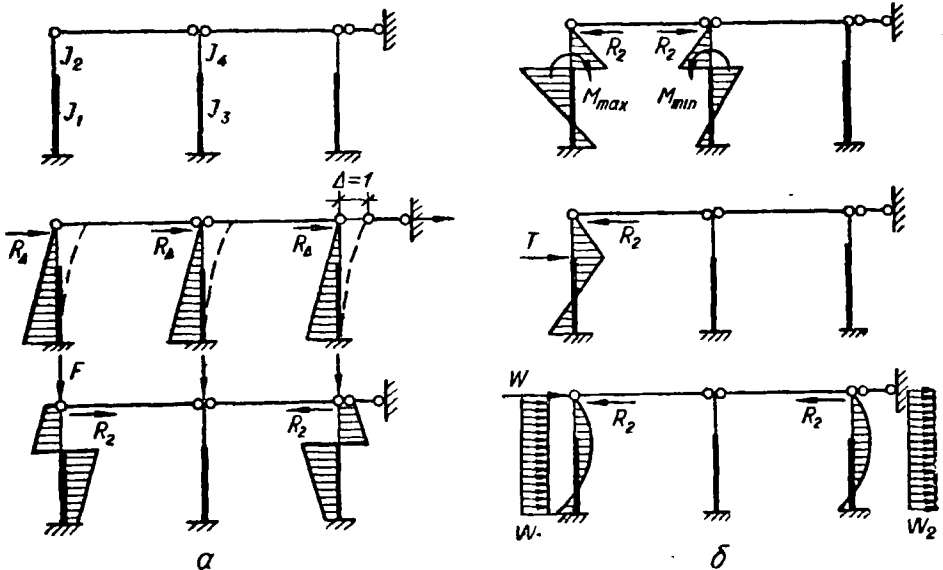


Рис. 11.28. До статичного розрахунку рами:

а — основна система поперечної рами; б — епюри моментів від дій і навантажень

Таблиця 11.6. Розрахункова довжина l_0 збірних залізобетонних колон будівель з мостовими кранами при різних підкранових балках

Характеристика завантаження колони	Розрахункова частина колони	У площині поперечної рами	З площини поперечної рами	
			при верт.-кальн. зв'язках	без верт.-кальн. зв'язків
З урахуванням кранового навантаження	Підкранова	$1,5l_1$	$0,8l_1$	$1,2l_1$
	Надкранова	$2l_2$	$1,5l_2$	$2l_2$
Без урахування кранового навантаження	Підкранова у будівлях:			
	однопрольотних	$1,5l_1$	$0,8l_1$	$1,2l_1$
	багатопрольотних	$1,2l_1$	$0,8l_1$	$1,2l_1$
	Надкранова	$2,5l_2$	$1,5l_2$	$2l_2$

здовжньої сили і впливу поздовжнього згинання: з площини рами їх перевіряють на стійкість як стиснуті елементи при $e_0 = e_a$. Крім того, колони розраховують на зусилля, що виникають під час транспортування та монтажу.

Розрахункову довжину збірних залізобетонних колон будівель із мостовими кранами приймають за табл. 11.6, а для будівель без мостових кранів при різних підкранових балках і розрахунку колон у площині поперечних рам при однопрольотних рамах $l_0 = 1,5l$, при багатопрольотних $l_0 = 1,2l$. Докладніші дані про розрахункову довжину колон наведено в [19, табл. 23].

Зусилля, що діють по осі двовіткових колон, визначають аналогічно до зусиль у суцільних колонах. Значення моменту інерції підкранової частини колони встановлюють із залежності

$$I_1 = \frac{b_{c1} h_{c1} c^2}{2}, \quad (11.52)$$

де b_{c1} та h_{c1} — ширина та висота поперечного перерізу вітки колони; c — відстань між вітками колони.

Нормальні сили у вітках колони обчислюють за формулою

$$N_c = N/2 \pm M\eta/c, \quad (11.53)$$

де N та M — розрахункові зусилля в перерізі колони; η — коефіцієнт поздовжнього згинання.

Визначаючи коефіцієнт поздовжнього згинання, враховують вплив гнучкості віток у площині згинання двовіткової колони як для складеного перерізу (рис. 11.29). Зведений радіус інерції i_{red}^2 залежить від радіуса інерції нижньої частини колони $i_1^2 = I_1/(2A_{b,tot}) = c^2/4$ і від радіуса інерції перерізу вітки $i_{c1}^2 = h_{c1}^2/12$.

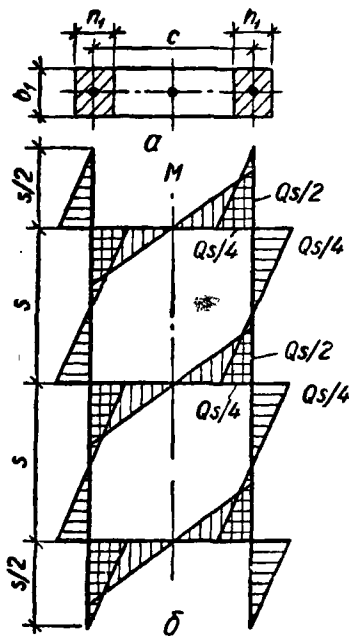


Рис. 11.29. До визначення зусиль в елементарній двовітковій колоні: а — поперечний переріз; б — епюра згинальних моментів

Зведена гнучкість

$$\lambda_{red}^2 = \lambda_1^2 + \lambda_{cl}^2 \text{ або } \lambda_{red}^2 = \\ = i_1^2/i_{red}^2 = i_1^2/i_1^2 + S^2/i_1^2,$$

де i_1 — висота підкранової частини колони.

Підставивши значення i_1^2 та i_{cl}^2 , скоротивши на i_1^2 і зробивши перетворення, матимемо

$$i_{red}^2 = \frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{n^2 h^2} \right)}, \quad (11.54)$$

де n — число панелей двовіткової колони.

Умовну критичну силу N_{cr} при визначенні η обчислюють за формулою (7.3).

Згинальний момент віток біля нульової точки моментів посередині висоти панелі

$$M = Qs/4. \quad (11.55)$$

Згинальний момент розпірки дорівнює сумі моментів віток у вузлі:

$$M = Qs/2. \quad (11.56)$$

Поперечна сила в розпірці

$$c = Qs/c, \quad (11.57)$$

де c — відстань між осями віток (рис. 11.29).

Приклади розрахунку колон прямокутного та двотаврового перерізу наведено в навчальній [1, 6, 7, 10] та довідковій [35] літературі.

11.9.4. Поперечні рами з монолітного залізобетону. Конструктивні форми таких рам дуже різноманітні: одно- і багатопрольотні, площинні і просторові. Рами можуть бути з прямолінійним, ламаним або криволінійним ригелем (рис. 11.30, а) без стягів і з стяглями. З'єднання стояків з фундаментами роблять жорстким або шарнірним. Проміжні стояки бувають хитні (гнучкі) або жорстко зв'язані з ригелем.

Прольоти рам при прямолінійних ригелях — 12...15 м, при ламаних — 16...17 м. При криволінійних без стягів — до 20 м, а зі стяглями — до 24 м. Стяглі зменшують згинальні моменти і перерізувальні сили в стояках та ригелях.

Покриття будівлі у вигляді ребристої плити роблять монолітним разом із ригелями.

Для одноповерхових будівель, особливо в разі зміни режиму і при коротких колонах, слід надавати перевагу рамам із гнучкими проміжними стояками (шарнірними). Поперечна жорсткість таких рам гарантується жорстким супряженням крайніх стояків із ригелем.

Шарнірне з'єднання стояків із фундаментами зменшує зусилля в фундаментах і збільшує його в ригелях. При слабких ґрунтах слід

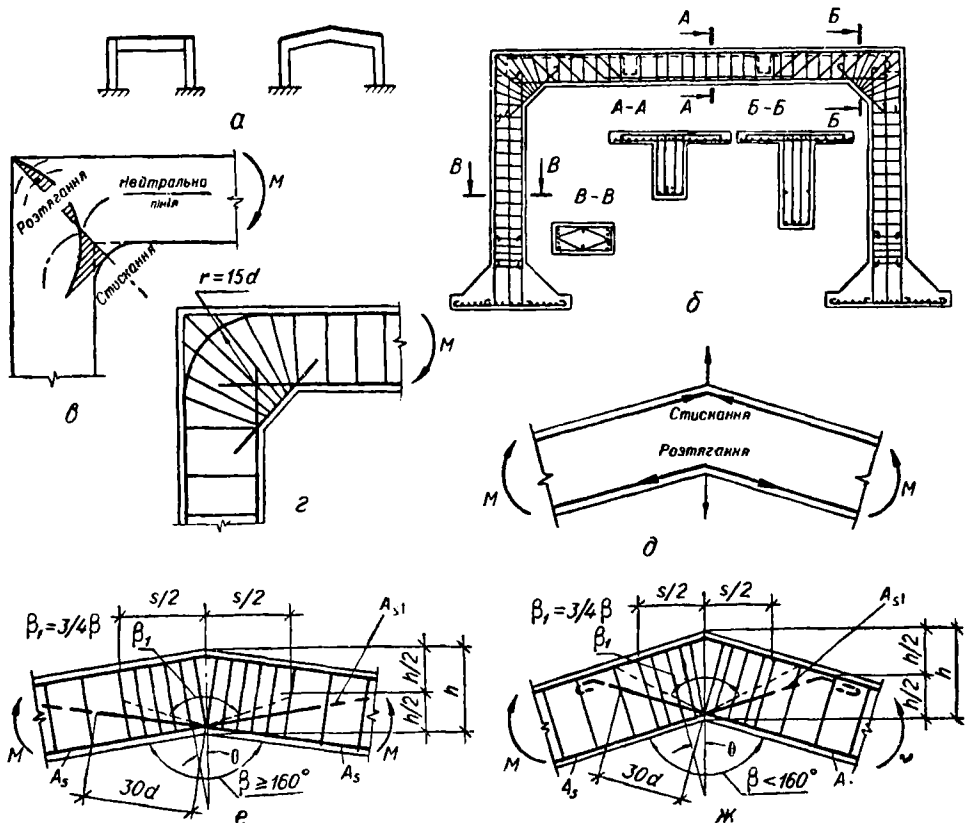


Рис. 11.30. Поперечні рами з монолітного залізобетону:

а — схеми монолітних залізобетонних рам; б — армування монолітної рами; в — схема зусиль у вузлі; г — армування вузла; д — схема зусиль у місці зламу ригеля; е — армування в місці зламу ригеля при $\alpha \geq 160^\circ$; ж — те саме, при $\alpha < 160^\circ$

віддавати перевагу шарнірному спряженню елементів рами, оскільки при цьому зусилля, спричинені осіданням опор, менші.

Ригелі рам працюють як елементи, що згинаються, стояки — як позациентрово стиснуті. Зусилля в стояках та ригелях визначають за правилами будівельної механіки. Поперечний переріз ригелів прямокутний або тавровий, стояків — найчастіше прямокутний. Ригель армують із урахуванням затискування на опорі; частина нижньої поздовжньої арматури переводиться в зону мінусових моментів біля опори і заводиться в стояк. Стояки армують як позациентрово стиснуті елементи і частину їхніх стержнів заводять у ригель (рис. 11.30, б).

Особливу увагу приділяють армуванню вузлів. Вузли рам забезпечують монолітність і незмінюваність їх. Розміри і розташування арматури мають відповідати характеру діючих зусиль. Досліди показують, що розподіл нормальних напружень під час згинання вузла

залежить від контуру вхідного кута. З переходом від заокруглення до прямого кута стискувальні напруження дуже збільшуються і нейтральна вісь переміщується до вхідного кута, розтягувальні напруження також збільшуються і діють не біля краю вхідного кута, де вони дорівнюють нулю, а на деякій відстані від нього. Тому вхідні кути слід проектувати у вигляді заокруглень або вутів (рис. 11.30, *е*). Лише в разі однакових або близьких значень жорсткості стояків та ригелів можна допускати спряжування їх під прямим кутом.

Розтягнуту арматуру у вузлі роблять заокругленою і заводять у суміжний елемент на довжину, встановлювану за епюрою моментів. Вути армують поздовжніми стержнями. У вузлах, де ригель має перелом (гребінних), зусиллям у нижній розтягнутій арматурі створюється рівнодійна, спрямована по бісектрисі прямого кута. Під дією цього зусилля арматура намагається випрямитись і виколоти бетон. Щоб запобігти цьому, нижні стержні ригеля подовжують до верхніх і закінчують прямокутною ділянкою (рис. 11.30, *б*). Крім того, встановлюють поперечну арматуру (рис. 11.30, *г, а та ж*). Вона сприймає зусилля, що дорівнює вертикальній складовій зусиль у поздовжніх розтягнутих стержнях.

Рівнодійну зусиль у поздовжніх розтягнутих стержнях, не заведених у стиснуту зону, обчислюють із умови

$$F_1 = 2R_s A_{s1} \cos \beta / 2, \quad (11.58)$$

а в усіх поздовжніх розтягнутих стержнях

$$F_2 = 0,7R_s A_s \cos \beta / 2,$$

де A_s — площа перерізів усіх поздовжніх розтягнутих стержнів; A_{s1} — те саме, не заанкерованих у стиснутій зоні; β — вхідний кут у розтягнутій зоні.

Поперечну арматуру передбачають на довжині

$$s = h \operatorname{tg} (3/8)\beta. \quad (11.59)$$

Сума проєкцій зусиль у поперечних стержнях A_{sw} , розташованих на довжині s , на вісь, яка ділить кут β навпіл, має становити

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} \cos \theta \geq F_1 + F_2, \quad (11.60)$$

де θ — кут нахилу поперечних стержнів до бісектриси кута.

11.10. Тришарнірні рами сільськогосподарських будівель

Залізобетонні тришарнірні рами роблять з прольотами 12, 18 та 21 м у вигляді двох збірних піврам (рис. 11.31, *а*). Застосовують також рами з жорсткими вузлами, які складаються з Г-подібних стояків та вставки ригеля, рами, що складається з двох елементів ригеля,

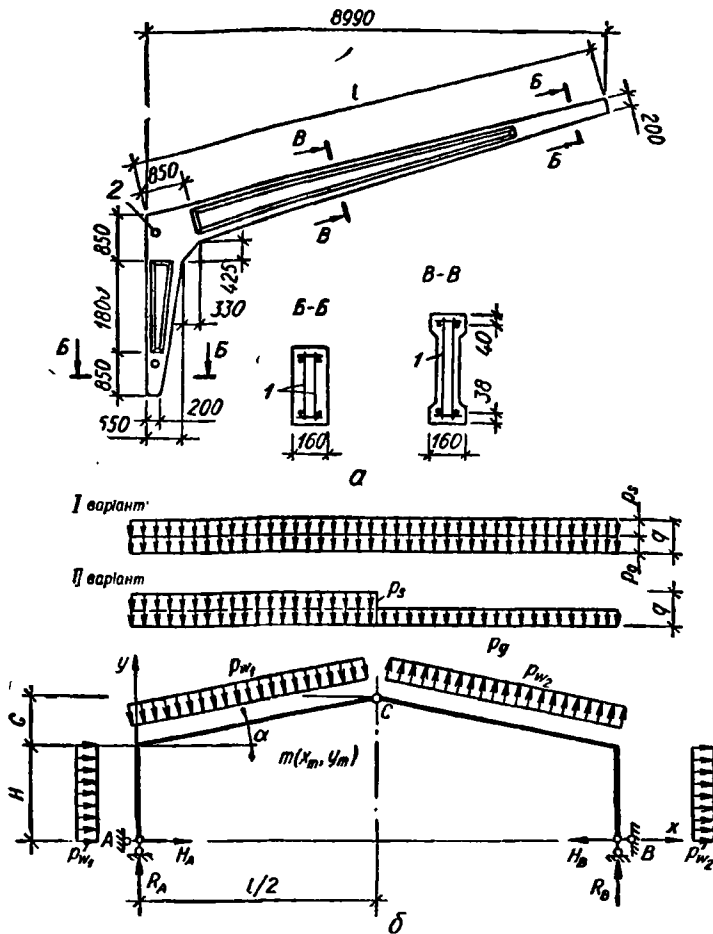


Рис. 11.31. Збірні піврами:

а — двотаврового перерізу; б — до розрахунку тришарнірної рами; 1 — арматурний каркас; 2 — отвір

шарнірно з'єднаних по середині прольоту, і ґратчастого стояка, розширеного догори, що спрощує вузол рами.

Розпір, який передається від рам, сприймається фундаментами.

Збірні тришарнірні рами застосовують двох видів: із суцільними і складеними піврамами.

Розрізування піврам у вузлі з'єднання ригеля зі стояком для спрощення технології виготовлення і транспортування складових елементів змушує виконувати додаткову операцію укрупнювального складання.

Маючи ряд переваг (прості арматурні каркаси та опалубкові форми, зручність складування і транспортування), складені піврами не

позбавлені й недоліків: вони більш трудомісткі у монтажі, їх застосування потребує додаєткових заходів антикорозійного захисту металу в місці з'єднання ригеля зі стояком.

Розміри перерізів складених і суцільних піврам близькі між собою. Поперечні перерізи стояків та ригелів бувають прямокутні і таврові.

Вага рами із стояками та ригелем таврового перерізу порівняно з рамою з елементів прямокутного поперечного перерізу менша на 33 %, а вартість її транспортування менша у 2 рази.

Рами проектують під різні навантаження (7,5; 13,5; 15 кН/м) і виготовляють із бетону класу В25. армують зварними каркасами зі сталі класу А-III. Можливе також застосування попередньо напруженої арматури.

У рамній конструкції згинальні моменти в ригелі рами значно зменшуються за рахунок опорних моментів.

Якщо ригель двоххилий, обидві половини рами зазнають позacentрового стискання. Змінюючи кут нахилу ригеля, досягають оптимального співвідношення між згинальними моментами і нормальними силами в перерізах півригелів.

Співвідношення погонних жорсткостей стояків та ригеля рекомендується від 1 : 2 до 1 : 5. Попередніми розмірами поперечних перерізів задаються, виходячи з досвіду або попереднього розрахунку, вважаючи ригель за консольну балку, а стояк — за консоль, затиснуту в фундаменті.

Статичний розрахунок тришарнірної рами полягає в побудові епюр згинальних моментів M , нормальних N та перерізувальних Q сил. Зусилля визначають у перерізі замкового шарніра, в опорних вузлах ригеля, у затисненні стояка в фундаменті, а також у ряді проміжних перерізів. Приймають два варіанти завантаження рами (рис. 11.31, б): симетричне завантаження вертикальним завантаженням від ваги рами покриття та снігу на обох піврамах і те саме від рами покриття та снігу на одній піврамі.

При симетричному завантаженні ригеля вертикальним навантаженням вертикальні складові опорних реакцій R_A та R_B і розпір визначають за формулами

$$R_A = R_B = 0,5ql; \quad (11.61)$$

$$H_A = H_B = \frac{ql}{8(H+c)}. \quad (11.62)$$

Зусилля в перерізі x з координатами x та y обчислюють із залежностей

$$M_x = R_A x - H_A y - \frac{qx^2}{2}; \quad (11.63)$$

$$N_x = -H_A \cos \alpha - q \left(\frac{l}{2} - x \right) \sin \alpha; \quad (11.64)$$

$$Q_x = R_A \cos \alpha - H_A \sin \alpha - qx \cos \alpha. \quad (11.65)$$

Згинальний момент від дії горизонтального вітрового навантаження інтенсивністю $W_{1,2}$ обчислюють за формулою

$$M_W = H_{Ay} - R_{Ax} - W_1(H + c) - W_2xy. \quad (11.66)$$

В разі одностороннього завантаження ригеля сніговим навантаженням і дії вітру вертикальні складові опорних реакцій рами визначають із умови рівності нулю суми моментів усіх сил відносно опорних шарнірів по черзі для кожної реакції:

$$\Sigma M_B = 0; \quad \Sigma M_A = 0.$$

Розпір H знаходять з умови рівності нулю суми моментів усіх сил відносно замкового шарніра відповідно для лівої та правої піврам:

$$\Sigma M_c^{le} = 0; \quad \Sigma M_c^{rg} = 0.$$

Зусилля в складених рамах з ґратчастими стояками визначають аналогічно. При цьому кожну з рам, які складають із піврам, розглядають як двопрольотну балку жорсткості з нерівними прольотами. Ригель перевіряють на стійкість у вертикальній та горизонтальній площинах.

Приклад розрахунку тришарнірної рами наведено в [12].

Елементи та вузли тришарнірних рам конструюють за загальними правилами конструювання залізобетонних конструкцій. Особливу увагу приділяють з'єднанню ригеля зі стояком. Верхні розтягнуті стержні ригеля призначають з розрахунку за опорним моментом і заанкерують надійно в бетоні. Для цього їх перегинають по дузі діаметром $10d$ у стиснуту зону і приварюють до закладної деталі.

Стійкість позацентрово стиснутих півригелів у горизонтальній площині гарантується надійним кріпленням плит до півригелів. Поперечні стержні в півригелях встановлюють з кроком $10d$ (d — діаметр поздовжньої арматури). У монолітних півригелях вузол з'єднання ригеля зі стояком роблять жорстким і армують аналогічно до монолітних рам.

Контрольні запитання

1. Які основні параметри одноповерхових промислових будівель уніфікують при компонованні конструктивних схем будівлі? Яких вживають при цьому збільшених модулів?
2. Які конструктивні схеми застосовують у проектуванні промислових та сільськогосподарських одноповерхових будівель?
3. В яких випадках і де встановлюють металеві в'язі в одноповерхових будівлях? Їхні конструкція і призначення.
4. Які основні конструктивні схеми покриттів будівель? Їхні переваги і галузі застосування.
5. Які основні типи збірних плит застосовують у покриттях будівель? Особливості розрахунку і конструювання їх,

6. Які основні типи збірних балок застосовують у покриттях будівель? Особливості конструкції, розрахунку та армування їх.
7. Які основні типи ферм застосовують у покриттях будівель? Конструкція, розрахунок та армування їх.
8. У якому випадку доцільно застосовувати в покритті збірні залізобетонні арки? Конструкція, розрахунок та армування їх.
9. Конструкція підкроквяних балок та плит. Які особливості розрахунку та армування їх? Галузі застосування підкроквяних конструкцій.
10. Які види стінових панелей застосовують для опалюваних та неопалюваних будівель? Особливості розрахунку та армування їх.
11. Конструкції і галузь застосування залізобетонних підкранових балок. У чому особливості розрахунку та армування їх?
12. Залізобетонні фундаменти під колони одноповерхових будівель. Які особливості розрахунку та армування залізобетонних центрально- та позацентрово навантажених фундаментів?
13. Які типи фундаментів на природній основі можна застосовувати при великих навантаженнях і слабких ґрунтах? Поняття про розрахунок та армування їх.
14. Які розрахункові схеми рамних поперечників використовують для одноповерхових будівель із збірних залізобетонних елементів і в монолітному залізобетоні? Особливості розрахунку їх.
15. Які типи колон застосовують в одноповерхових промислових будівлях? Конструкції, галузі застосування, особливості розрахунку та армування їх.
16. Як розраховують та армують консолі колон?
17. Як розраховують та конструюють вузли монолітних залізобетонних рам?

Розділ 12

БАГАТОПОВЕРХОВІ ПРОМИСЛОВІ І ЦИВІЛЬНІ БУДІВЛІ

12.1. Конструктивні системи багатоповерхових будівель

Нині розширюється будівництво багатоповерхових будівель, які розрізняють залежно від їхніх конструктивних систем, призначення, кількості поверхів та умов експлуатації.

Конструктивна система будівлі — це сукупність вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, що забезпечують її міцність, жорсткість та стійкість. У практиці будівництва розрізняють такі конструктивні системи: каркасні, стінові (безкаркасні), ствольні та комбіновані (наприклад, каркасно-ствольні, панельно-блокові, каркасно-блокові, каркасно-панельні).

За призначенням багатоповерхові будівлі бувають промислові і цивільні. Будівлі всіх конструктивних систем можуть бути виконані в збірному, монолітному та збірно-монолітному залізобетоні. Поширені будівлі зі збірних залізобетонних конструкцій, виконані відповідно до уніфікованих схем із типових елементів.

К а р к а с н і промислові будівлі бувають різного призначення: підприємства легкої та харчової промисловості (млини, м'ясокомбінації, холодильники), хімічні, приладобудівні, радіотехнічні заводи, гірничозбагачувальні фабрики, адміністративно-побутові будівлі проми-

слових підприємств. У цивільному будівництві — це готелі, лікувальні та інші установи, житлові будинки.

Висота їх коливається в широких межах, і якщо промислові будівлі бувають заввишки до 14 поверхів, то цивільні — до 20 і більше. Ширина промислових будівель при природному освітленні може досягати 36 м, а цивільних, як правило, не перевищує 14 м.

У каркасних будівлях основні несучі елементи — залізобетонні рами. Такі споруди найчастіше зводять зі збірних типових конструктивних елементів з *повним каркасом* при навісних чи самонесучих стінах із залізобетонних панелей і рідше з *неповним каркасом*, коли перекриття опираються на середні ряди колон і зовнішні несучі стіни, викладені з цегли.

На рис. 12.1, а наведено промислову будівлю з повним каркасом і балковими перекриттями. У разі потреби встановлення кранового обладнання на верхньому поверсі конструкції цього поверху аналогічні до конструкцій одноповерхових промислових будівель. При безбалкових перекриттях (рис. 12.1, б) осі крайніх рядів колон каркаса зміщуються відносно внутрішніх граней стін на відстань 620 мм при застосуванні в крайніх рядах півкапітелей та міжколонних плит з шириною, меншою, ніж ширина півкапітелей, і 1510 мм — при однотипних розмірах плит перекриттів та капітелей крайніх і середніх прольотів будівель. При неповному каркасі і цегляних стінах прив'язувальні осі поздовжніх і поперечних стін віддалені від їхніх внутрішніх граней на 200 мм.

Каркаси будівель, як правило, роблять збірними і монтують на будівельному майданчику з окремих конструктивних елементів. При балкових перекриттях будь-яка рама каркаса складається з колон та ригелів, а при безбалкових за ригелі рам правлять міжколонні плити.

У каркасних будівлях можливі кілька варіантів членування рам на окремі збірні елементи: лінійні у вигляді однопрольотних ригелів та колон з виносними консолями (рис. 12.2, а); те саме, при колонах з прихованими консолями, а також при безконсольних колонах (рис. 12.2, б); Н-подібні (рис. 12.2, в); хрестоподібні та ригелі-вкладні (рис. 12.2, г). Незважаючи на істотні переваги каркасів, при яких стики розміщуються в місцях виникнення найменших згинальних моментів (рис. 12,2, в та г), за умовами технології заводського виготовлення збірних елементів найбільшого поширення набули каркаси з лінійних елементів із розміщенням стиків ригелів біля граней колон.

Усі типи багатоповерхових рам каркасів мають уніфіковану сітку колон: у промислових будівлях прольоти рам (номінальні довжини ригелів) звичайно дорівнюють 6, 9 або 12 м (рис. 12.1, а), а відстані між рамами (їхній крок) — 6 або 12 м. Висота приміщень у таких будівлях кратна 1,2 м (3,6; 4,8; 6 м).

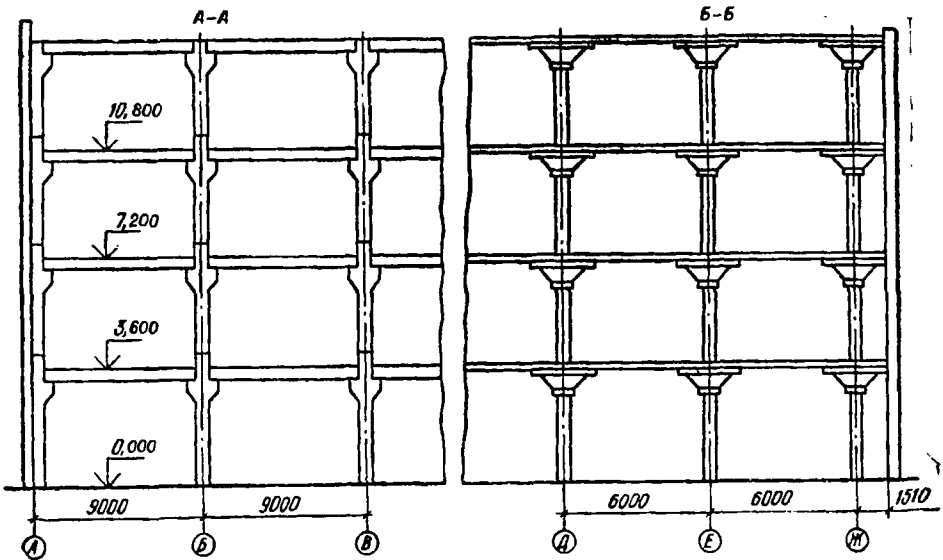
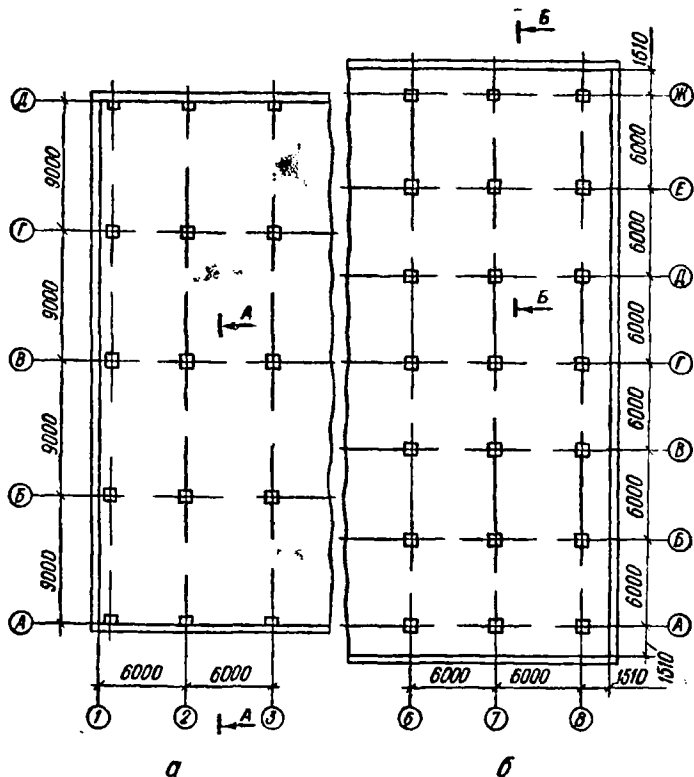


Рис. 12.1. Багатоповерхові промислові будівлі:
 а — з балковим перекриттям; б — з безбалковим перекриттям

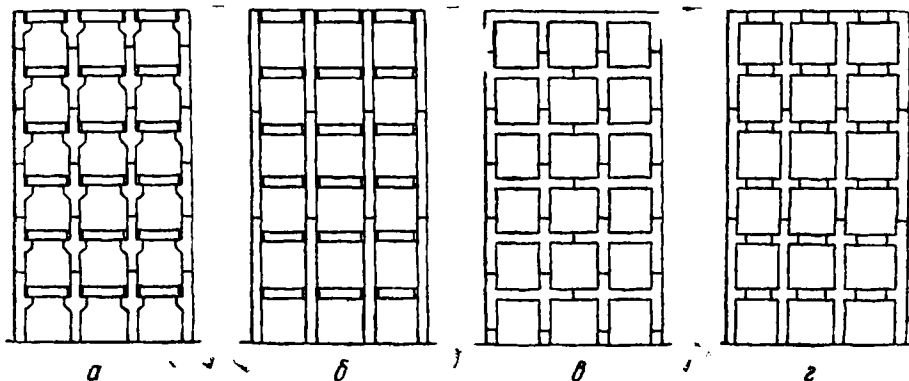


Рис. 12.2. Схеми членування збірних багатопверхових рам:
а та б — лінійних елементів; *в* — з елементів Н-подібної форми з консолями; *г* — з хресто-
 подібних елементів

Прольоти можуть бути збільшені до 12 або 18 м (рис. 12.3, *а*). При цьому економиться робоча площа на 6...8 % за рахунок зменшення кількості колон, що дає можливість збільшити потужність підприємства при встановленні на поверсі більшої кількості одиниць устаткування. Іноді для підвищення універсальності будівлі і зручності розміщення устаткування промислові будівлі пресекують з технічними поверхами і прольотами міжповерхових перекриттів 18 м і більше (рис. 12.3, *б*). При цьому в міжфермовому просторі технічних поверхів розміщують підсобні і допоміжні виробництва, склади сировини, напівфабрикатів і готових виробів, побутові та адміністративні приміщення, а також інженерні комунікації.

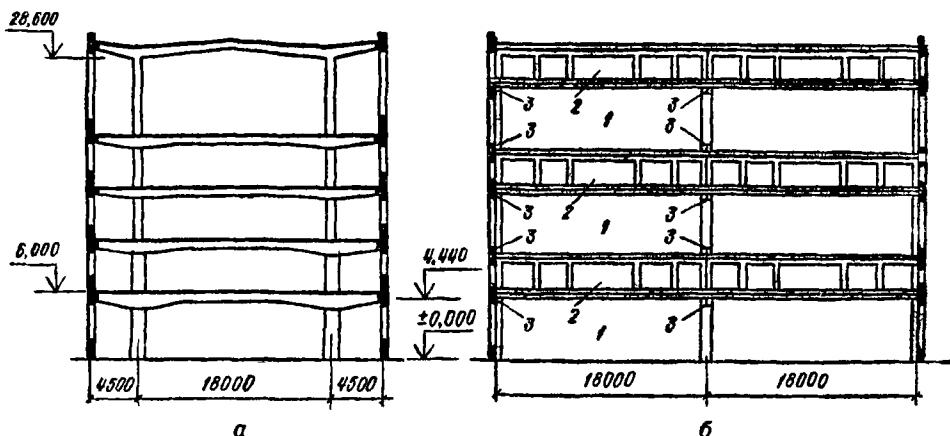


Рис. 12.3. Багатопверхові промислові будівлі зі збільшеною сіткою колон 18 × 6 м:
а — монолітна; *б* — збірна з міжфермовими поверхами; 1 — основний поверх; 2 — технічний
 поверх; 3 — з'єднання колон із безкосцевими фермами

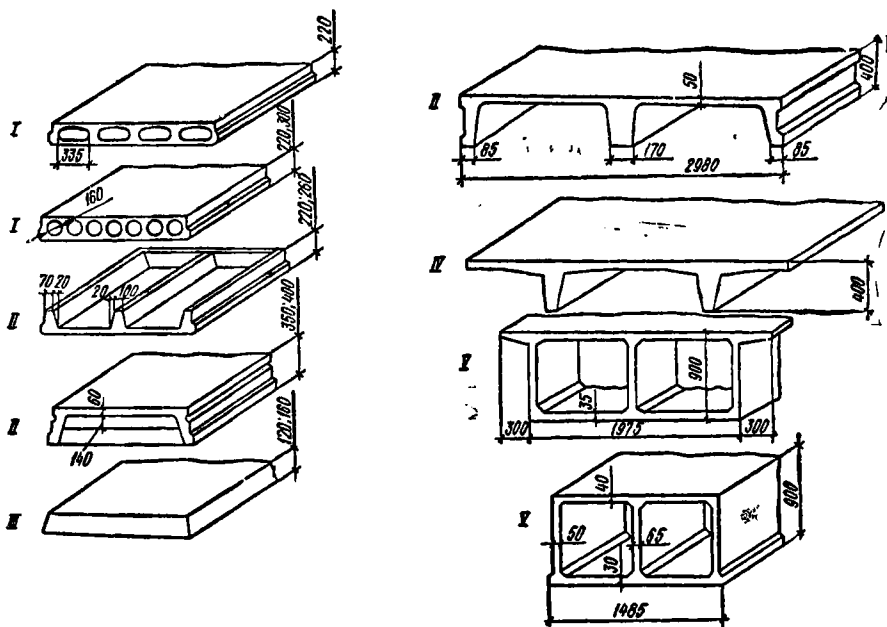


Рис. 12.4. Типи плит збірних балкових перекриттів:

I — порожнинні; II — ребристі; III — суцільні; IV — типу «подвійне Т»; V — коробчасті

У цивільних будівлях прольоти рам, як правило, становлять 3,4; 5; 6; 7,2; 9 та 9,6 м при їхньому кроці 3; 6; 7,2; 9 та 12 м, а висота поверхів — 2,8; 3,3 та 3,6 м; додаткова висота в основному для перших поверхів — 4,2; 4,8; 6 та 7,2 м. Збірні колони каркаса виготовляють заввишки на 2...5 поверхів: для промислових будівель перерізом 400×400 та 400×600 мм, а для цивільних — 300×300 або 400×400 мм. Необхідного підвищення несучої здатності колон нижніх поверхів досягають збільшенням процента армування або класу бетону чи застосуванням жорсткої арматури. Ригелі каркаса мають різну форму поперечного перерізу залежно від призначення будівель та конструктивного вирішення їх. На ригелі рам укладають плити перекриттів із номінальною довжиною 6; 7,2; 9 або 12 м. Плити бувають порожнисті, ребристі, суцільні, типу «Т» та «подвійне Т», коробчасті (рис. 12.4). Докладніші відомості про ригелі та плити наведено в п. 12.3.

До каркасних належать також будівлі зі збірно-монолітних конструкцій, які споруджують методом піднімання поверхів або перекриттів. При цьому житлові будинки та готелі проектують із використанням методу піднімання поверхів, оскільки в них багато перегородок. Для будівель із невеликою кількістю перегородок (торговельних, навчальних) доцільно застосовувати метод піднімання перекриттів. У таких будівлях пакет плоских плит перекриттів, поділених проклад-

ками, послідовно бетонують на рівні підлоги першого (цокольного або підвального) поверху (рис. 12.5). При підніманні перекриттів каркас формують знизу вгору, і в процесі монтажу він являє собою систему консольних або нерозрізних стояків. У разі піднімання поверхів каркас формують згори вниз. Крок колон у житлових будівлях приймають 4,2...6,6 м, а в громадських він може бути збільшений до 7,2...12 м при перекриттях кесонного або ребристого типів.

Розміри поперечного перерізу колон рекомендується приймати постійними по всій висоті будівлі при мінімальній кількості стиків. Перший ярус колон слід приймати заввишки 9...12 м, а подальших — 6...9 м, якщо є підйомники, встановлювані на чільниках колон. Плити перекриттів з колонами з'єднують через спеціальні сталеві коміри або обойми, що окантовують отвори у плитах перекриттів для пропуску колон. Зазор між колоною та тілом перекриття має бути не менш як 10 мм і не більш як 30 мм.

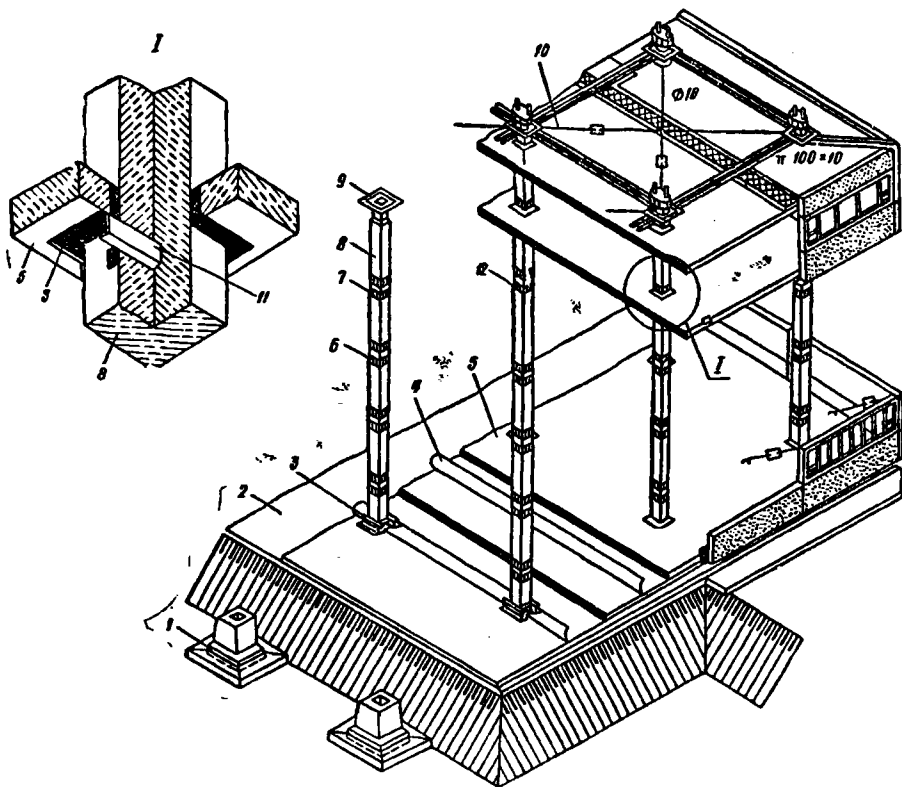


Рис. 12.5. Багатоповерхова будівля, яку зводять методом піднімання поверхів:
 1 — фундамент; 2 — підлога першого поверху; 3 — комір; 4 — роздільна прокладка; 5 — наготовлена плита перекриття; 6 — обойма колони; 7 — отвір для закладного стержня; 8 — колони; 9 — чільник; 10 — гвинтова тяга; 11 — сталевий штрп

Плити перекриттів піднімають у проектне положення за допомогою сталених тяжів та гідравлічних домкратів, установлених на колонах верхнього ярусу. Стіни таких будівель виконують лише захисні функції, а основними несучими елементами є колони каркаса.

У каркасних будівлях вертикальні навантаження переважно сприймають рами каркаса, а горизонтальні — каркас будівлі або діафрагми жорсткості залежно від прийнятої конструктивної системи: рамної, зв'язкової чи рамно-зв'язкової.

В разі застосування рамної системи каркас будівлі являє собою систему поперечних і поздовжніх рам з жорсткими вузлами, які сприймають як вертикальні навантаження, так і горизонтальні від вітру, що передаються через стіни та перекриття. Рамні системи використовують, як правило, у будівництві промислових будівель. До переваги рамних каркасів можна віднести чіткість роботи всіх конструктивних елементів, рівномірність деформацій усіх рам у загальній системі каркаса, зручність розміщення технологічного устаткування у зв'язку з відсутністю поперечних стін. Недоліки рамних каркасів: складність і трудомісткість виконання жорстких вузлів та збільшення розмірів перерізів колон нижніх поверхів у зв'язку зі збільшенням згинальних моментів у них від вітрового навантаження.

В'язеві каркасні системи застосовують як у промисловому, так і в цивільному будівництві, але частіше під час зведен-

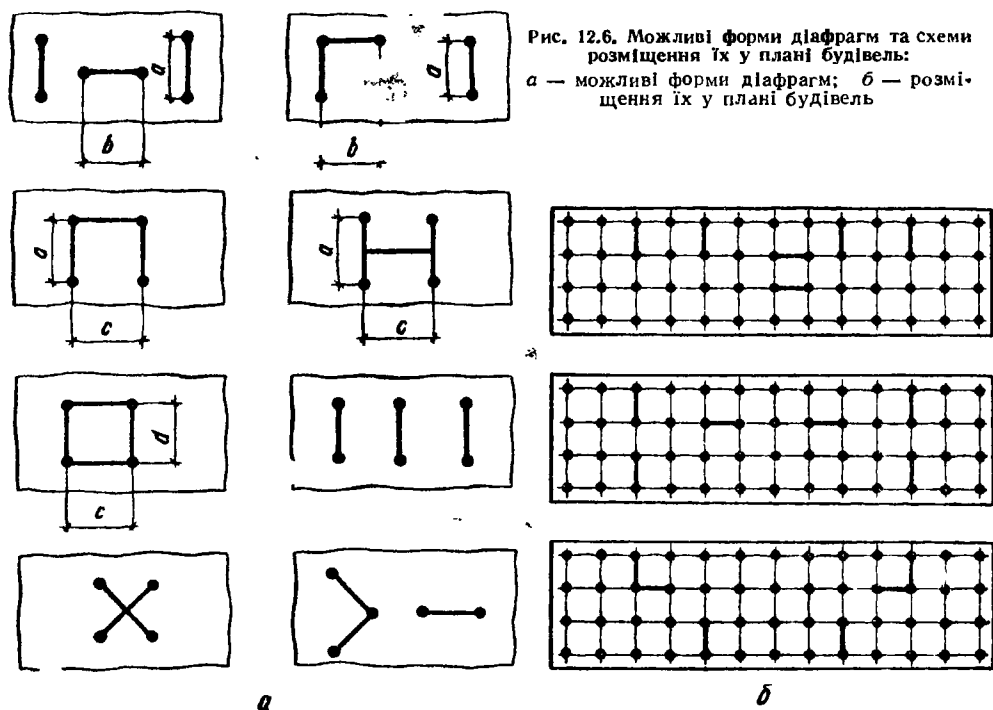


Рис. 12.6. Можливі форми діаграм та схеми розміщення їх у плані будівель:
 а — можливі форми діаграм; б — розміщення їх у плані будівель

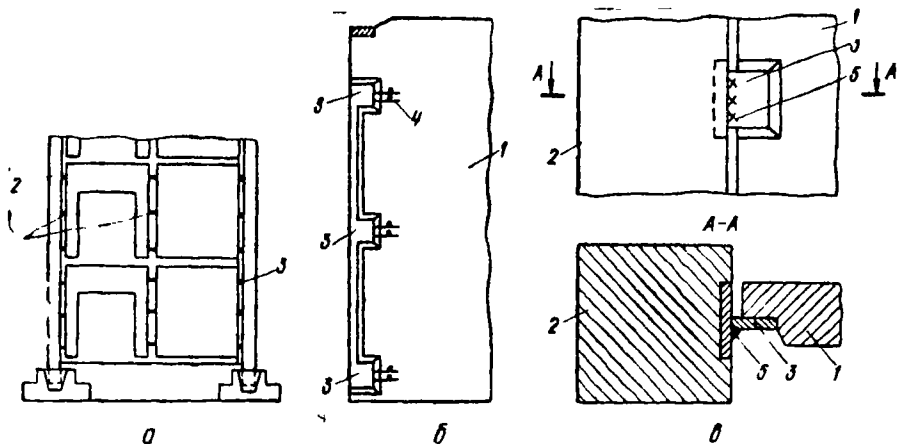


Рис. 12.7. Конструкція збірних діафрагм жорсткості:

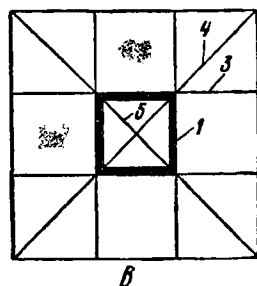
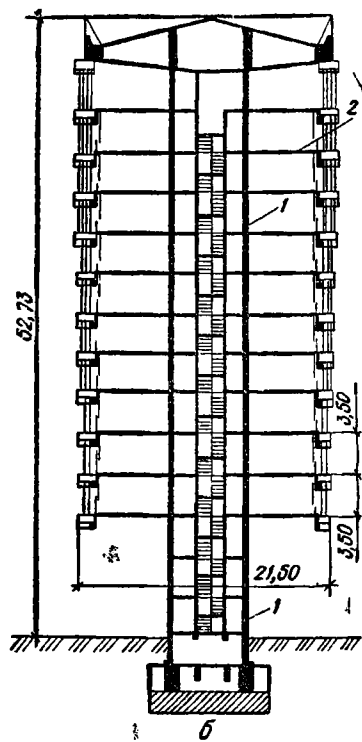
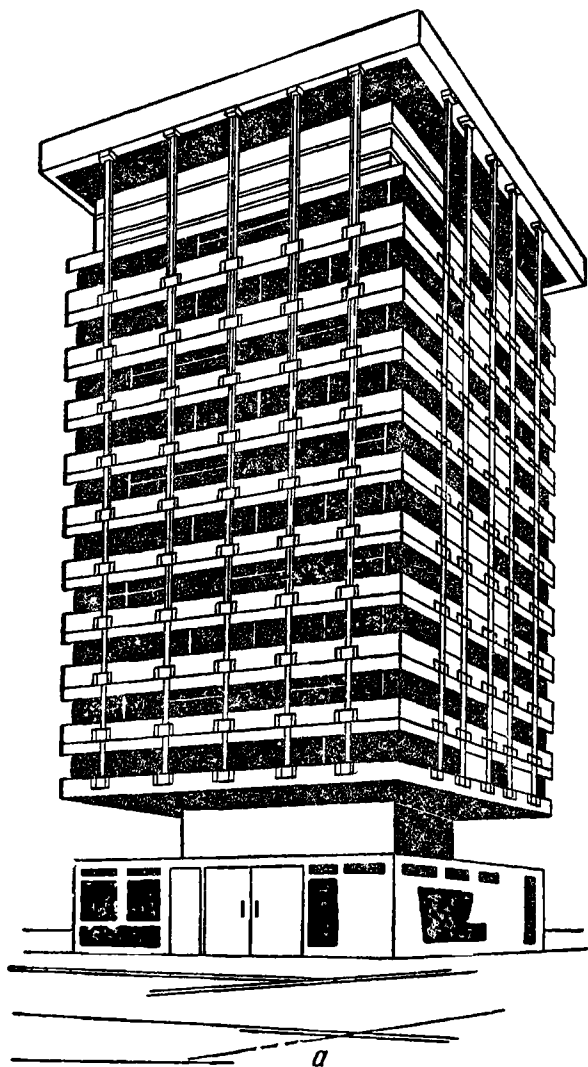
а — схема з'єднання елементів збірних діафрагм; *б* — загальний вигляд закладних деталей діафрагми; *в* — деталь зварного з'єднання панелей з колонами; 1 — панелі діафрагми; 2 — колони; 3 — закладні деталі; 4 — анкери закладних деталей; 5 — монтажний зварний шов

ня цивільних будівель. У в'язевих каркасах основні несучі елементи — це ригельні або безригельні рами з шарнірними вузлами та система діафрагм жорсткості. У зв'язевих системах каркасів усі вертикальні навантаження сприймають рами каркаса, а горизонтальні (вітрові) — системи діафрагм жорсткості, об'єднаних дисками перекриттів. Діафрагмами жорсткості є стіни сходових кліток, ліфтових шахт, системи поперечних, поздовжніх стін та перегородок завтовшки не менш як 120 мм, а із залізобетону — не менш як 60 мм. Діафрагми, що складаються з системи плоских елементів, мають різноманітні форми перерізу: плоскі, кутові, двотаврові, хрестові (рис. 12.6, *а*) і у вигляді ядер жорсткості. У компонуванні таких будівель слід прагнути до мінімального числа діафрагм та симетричного розміщення їх у плані будівлі (рис. 12.6, *б*). Діафрагми виконують у вигляді поперечних чи поздовжніх комбінованих стін жорсткості, які включають суцільні плити, з'єднані зварюванням закладних деталей з колонами каркаса (рис. 12.7, *а...в*).

Перевага в'язевих каркасів: шарнірні вузли, які спрощують і прискорюють монтаж, а також зумовлюють однакові типорозміри ригелів і конструкції вузлів та їхніх з'єднань із колонами.

Загальна витрата сталі у в'язевих каркасах більша, ніж у рамних, у зв'язку з шарнірним з'єднанням ригелів із колонами.

При рамно-в'язевих каркасних системах будівлі вертикальні навантаження сприймає каркас із рам з жорсткими вузлами, а горизонтальні (вітрові) — каркас і діафрагми, причому розподіляються вони пропорційно їхній жорсткості. Жорсткість діафрагм при такій системі каркаса можна зменшувати, оскільки частину навантаження від вітру сприймає каркас.



Конструктивні системи каркасної будівлі можуть бути різні в поперечному і поздовжньому напрямках. Наприклад, при поперечних рамах і поздовжніх в'язевих діафрагмах конструктивна система в поперечному напрямі рамна, а в поздовжньому — в'язева або рамно-в'язева. При зовнішніх несучих стінах будівлі зводять за в'язевою системою.

Каркасні будівлі в'язевої та рамно-в'язевої конструктивних систем із діафрагмами жорсткості у вигляді просторових стволів (ядер жорсткості) (рис. 12.8) називають *каркасно-ствольними*. Якщо каркаса нема, а ствол є основним несучим конструктивним елементом, то

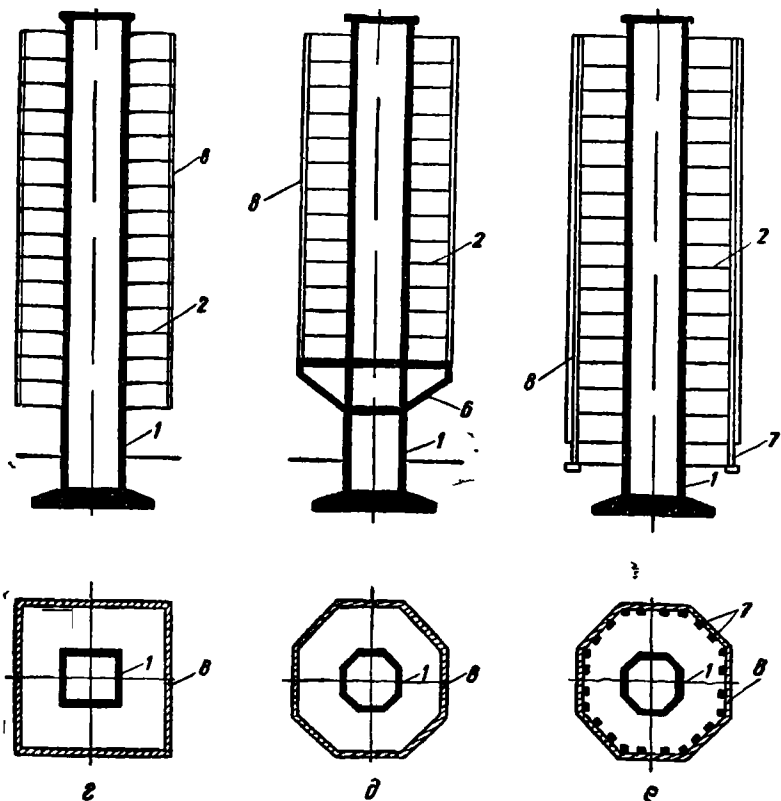


Рис. 12.8. Ствольні будівлі:

a — зовнішній вигляд; *б* — поперечний розріз будівлі з підвісними поверхнями; *в* — план розташування почіпок; *г* — схема розрізу будівлі з консольними поверхнями при консолях, регулярно розміщених по висоті ствола; *д* — те саме, етажеркової будівлі; *е* — те саме, каркасно-ствольної будівлі, в якій ядро жорсткості поєднується з периферійним каркасом; 1 — ядро жорсткості (ствол); 2 — перекриття; 3 — проміжні почіпки; 4 — кутові почіпки; 5 — діагональні арки; 6 — консольний міст; 7 — колони каркаса; 8 — стіни

такі будівлі називають *ствольними*. Їх зводять заввишки до 60 поверхів, і вони можуть мати один чи кілька просторових монолітних стволів замкнутої форми перерізу.

За способом опирання міжповерхових перекриттів розрізняють підвісні, консольні, етажеркові ствольні будівлі. У підвісних будівлях всі поверхи можуть бути підвішені до оголовка зверху ствола (рис. 12.8, *a*, *б* та *в*) або групи в 5...9 поверхів підвішуються до проміжних консольних опор. Консольні ствольні будівлі характеризуються тим, що в них кожне перекриття може консольно опиратися на ствол (рис. 12.8, *г*). Якщо перекриття опираються на єдиний консольний міст в основі ствола (рис. 12.8, *д*) або на регулярно розміщені по висоті ствола консольні мости, то такі будівлі належать до етажеркових ствольних будівель. До переваг будівель ствольної системи нале-

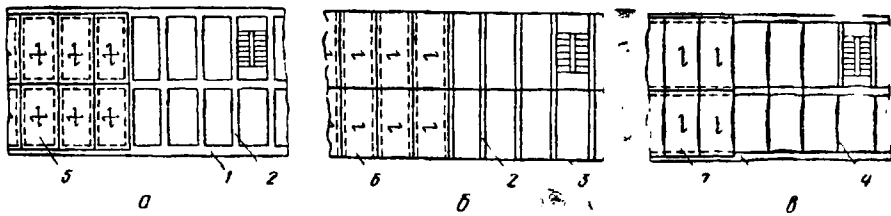


Рис. 12.9. Конструктивні системи безкаркасних будівель:

а — з поздовжніми та поперечними несучими стінами; *б* — з поперечними несучими стінами; *в* — з поздовжніми несучими стінами; 1 — поздовжні несучі стіни; 2 — поперечні несучі стіни; 3 — поздовжні ненесучі стіни; 4 — поперечні несучі стіни; 5 — плити перекриття, оперті по всьому контуру; 6 — плити, оперті на поперечні несучі стіни, умовно показані однією лінією; 7 — те саме, на поздовжні несучі

жать підвищена опірність вітровим та сейсмічним навантаженням, стійкість проти нерівномірних деформацій основ, що дає можливість застосовувати їх у будівництві в разі підривання територій, а також мала площа забудови і відносно невеликий об'єм фундаментів.

Стінові (безкаркасні) будівлі заввишки 9, 12, 16 і більше поверхів дуже поширені у цивільному, особливо житловому, будівництві. Такі будівлі складаються зі стін та перекриттів, що опираються безпосередньо на стіни. Стіни можуть бути збірні панельні, з монолітного залізобетону, з великих бетонних блоків. В Україні понад 60 % усіх житлових будинків, що споруджуються, становлять збірні панельні і лише 5 % — монолітні. Нині значно збільшується будівництво споруд із монолітного залізобетону, у багатьох випадках прогресивніших.

Існують три основні конструктивні системи безкаркасних будівель: перехресно-стінова з поперечними і поздовжніми несучими стінами (рис. 12.9, *а*); поперечно-стінова з поперечними несучими стінами (рис. 12.9, *б*); поздовжньо-стінова з поздовжніми несучими стінами (рис. 12.9, *в*). Ці будівлі проектують із малопрольотними (до 4,5 м) та середньопрольотними (до 7,2 м) перекриттями з плит, що опираються на несучі стіни. Малопрольотні перекриття застосовують переважно у перехресно-стінових системах, при цьому плити перекриттів опираються на стіни по контуру, або по трьох сторонах (двох довгих і одній короткій). Розрахунки показали, що для дев'ятиповерхових житлових будівель найекономічніша щодо витрати сталі, бетону та цементу, а також щодо трудомісткості є поперечно-стінова система.

Розміщення поперечних стін на відстані 3,6 м і менше одна від одної дає змогу досягти великої просторової жорсткості будівель і їх можна зводити заввишки до 25 поверхів. Збільшують кількість поверхів таких будівель також за рахунок розміщення поперечних стін у вигляді збірно-монолітних діафрагм жорсткості зі спарених збірних панелей, між якими укладають шар монолітного бетону, на всю ширину будівлі.

Панелі стін та плити перекриттів панельних будівель проектують, як правило, розміром на кімнату. Залізобетонні панелі несучих поперечних стін виготовляють завтовшки 16 см, внутрішніх поздовжніх — 14 см, а несучих зовнішніх суцільних керамзито-бетонних — 30 см. При зовнішніх стінах з дво- чи тришарових панелей товщину несучого шару бетону приймають не менш як 10 см, коли стіни несучі, і не менш як 6,5 см, коли вони не несучі. Довжина типових панелей зовнішніх стін дорівнює відстані між поперечними стінами і буває 2,5; 2,8; 3,2; 3,6 та 6 м, а для внутрішніх поперечних стін — 5,2; 5,6 та 6 м. Міжповерхові перекриття таких будівель складаються із суцільних чи багатопустотних плит.

У панельних безкаркасних будівлях горизонтальні та вертикальні навантаження передаються на несучу систему з поперечних і поздовжніх стін. Жорсткість та стійкість цих будівель гарантується з'єднанням плит перекриття між собою і з стінами зварюванням закладних деталей і замонолічуванням стиків. Витрата матеріалів на панельні та каркасні будівлі приблизно однакова, а трудомісткість перших майже в 1,5 раза менша.

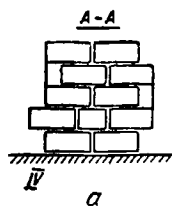
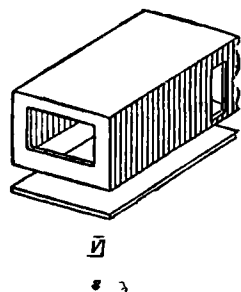
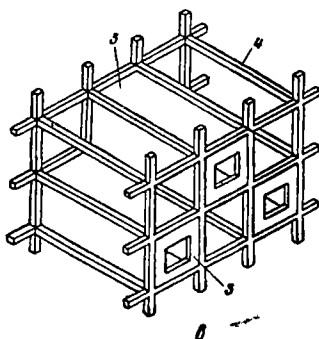
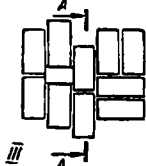
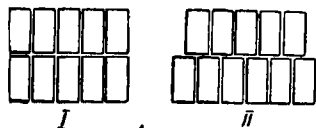
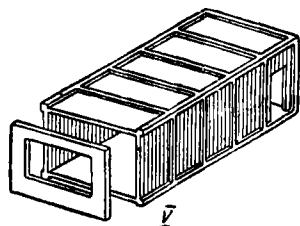
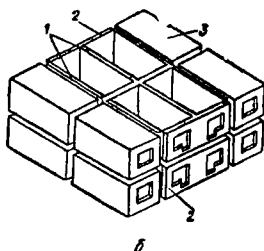
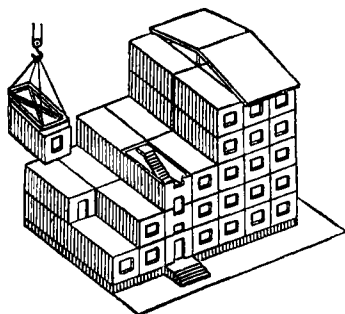
Один із шляхів дальшого розвитку панельних будівель — застосування об'ємних блоків-кімнат та блоків-квартир, поставлених один на одного. Такий спосіб забезпечує високу індустріальність будівництва, підвищує його якість, скорочує строки його зведення, знижує вартість, зменшує трудомісткість робіт на будівельному майданчику, виключає сезонність будівництва.

Розрізняють такі конструктивні системи будівель із об'ємних блоків: об'ємно-блокову, панельно-блокову та каркасно-блокову або їхні комбінації.

Об'ємно-блокові будівлі, що складаються зі спертих один на одного несучих об'ємних блоків (рис. 12.10, а), мають високу заводську готовність (75...80 % трудозатрат). Проте їм властива обмеженість планувальних вирішень навіть при різних варіантах розміщення блоків у плані будівлі при співвісності стін або в разі зсування по осях (рис. 12.10, а, I, II); для утворення лоджій, балконів (рис. 12.10, а, III, IV).

Панельно-блокові будівлі (рис. 12.10, б) складаються з несучих об'ємних блоків, розташованих з інтервалом, та панелей стін і плит перекриттів, які заповнюють вільні проміжки між блоками. При цій схемі варіантність планувальних вирішень більша, ніж при блокової, але заводська готовність їх становить 55...65 % трудозатрат.

Каркасно-блокова система (рис. 12.10, в) характеризується застосуванням несучих або ненесучих блоків та елементів каркаса. При цій схемі забезпечуються найбільша свобода планувальних вирішень, можливе збільшення кількості поверхів будівель, але їхня заводська готовність знижується до 45...50%. Каркаси можуть бути повні або безригельні при суцільних перекриттях, на які опираються об'ємні блоки.



12.10 Будівлі з об'ємних блоків:

а — загальний вигляд і варіанти розміщення блоків у будівлях; *б* — панельно-блокова будівля; *в* — каркасно-блокова будівля; *г* — типи об'ємних блоків; *І* — співвісне розміщення блоків; *ІІ* — зсування блоків по профільній осі; *ІІІ* — зсування блоків по двох осях; *ІV* — поперечний розріз будівлі із зсуванням блоків; *V* — «лежачий стакан»; *VI* — «ковпак»; *1* — внутрішня стінова панель; *2* — зовнішня стінова панель; *3* — об'ємний блок; *4* — залізобетонний каркас

Об'ємні блоки розрізняють за призначенням, розмірами, матеріалами, з яких їх виготовлено, характером опирання і сприйняттям навантаження. За призначенням вони можуть бути житловими кімнатами, санітарно-кухонними блоками, блоками-сходами, блоками змішаного типу тощо. Розміри блоків бувають різні: на одну кімнату, на квартиру, секцію чи будинок. Поздовжні параметри: 2,4; 3; 3,3; 3,6 м, поперечні: 4,8; 5,1; 5,4; 5,7; 6; 6,6 м. Залежно від сприйняття навантажень блоки бувають несучі, самонесучі та ненесучі. Блоки виготовляють із важких або легких бетонів класів не нижче як B12,5. У нас найбільшого поширення набули два типи несучих блоків: «лежачий стакан» та «ковпак» (рис. 12.10, *г*). Блок типу «лежачий стакан» складається з суцільноформованого коробчастого елемента і приставної панелі зовнішньої стіни (рис. 12.10, *г*, *V*), а в блоці типу «ковпак» приставною є тільки плита підлоги (рис. 12.10, *г*, *VI*). Такі блоки виготовляють із товщиною стін не менш як 55 мм при важких бетонах і не менш як 80 мм при легких.

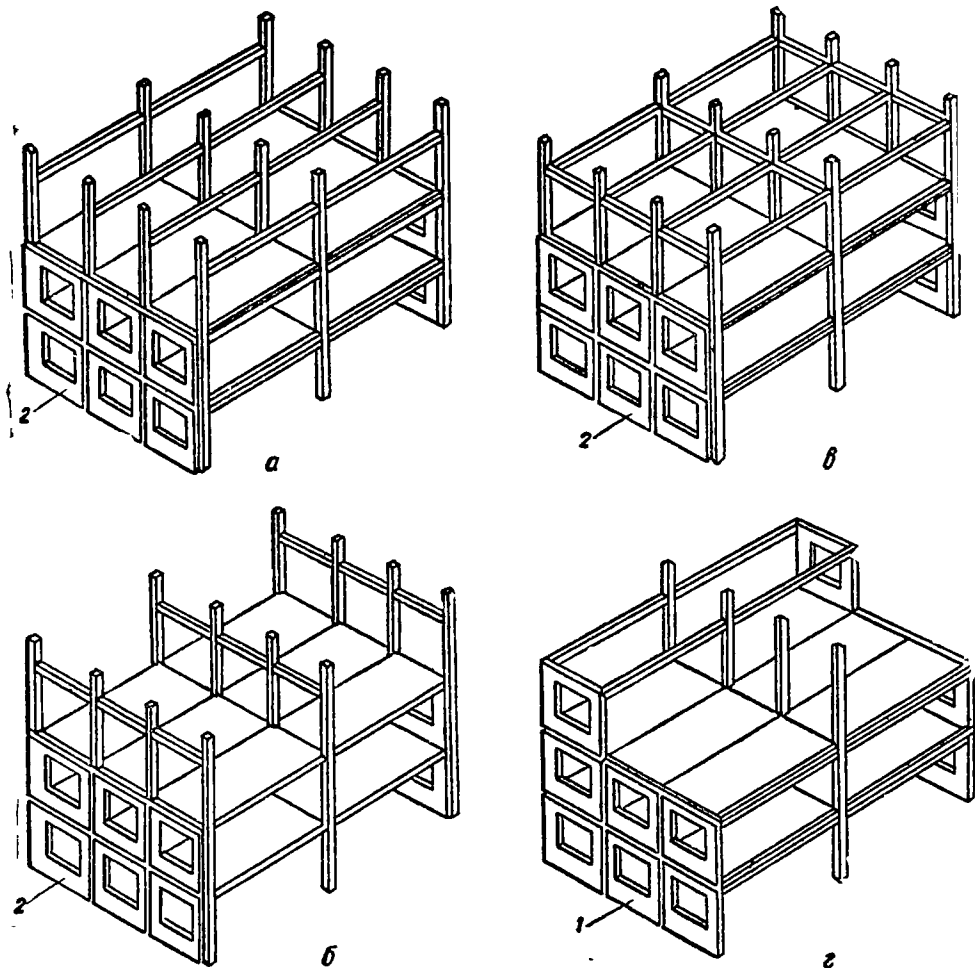


Рис. 12.11. Варіанти каркасно-панельних будівель;

a — з поперечними рамами каркасів; *б* — з поздовжніми рамами; *в* — з просторовими рамами; *г* — з неповним каркасом з поперечних рам і несучих зовнішніх стін; 1 — несучі стіни; 2 — ненесучі стіни

Каркасно-панельні будівлі широко застосовують у цивільному і житловому будівництві. Вони складаються з елементів уніфікованого збірного каркаса та типових конструктивних елементів панельних будівель заввишки до 16 поверхів: панелей стін, плит перекриттів, поздовжніх та поперечних діафрагм жорсткості. Крок діафрагм по довжині будівлі приймають кратним 6 м, але не більш як 36 м.

Повний каркас може складатися з поперечних (рис. 12.11, *a*), поздовжніх (рис. 12.11, *б*) або просторових (рис. 12.11, *в*) рам. Іноді застосовують неповні каркаси, в яких відсутні колони біля зовнішніх

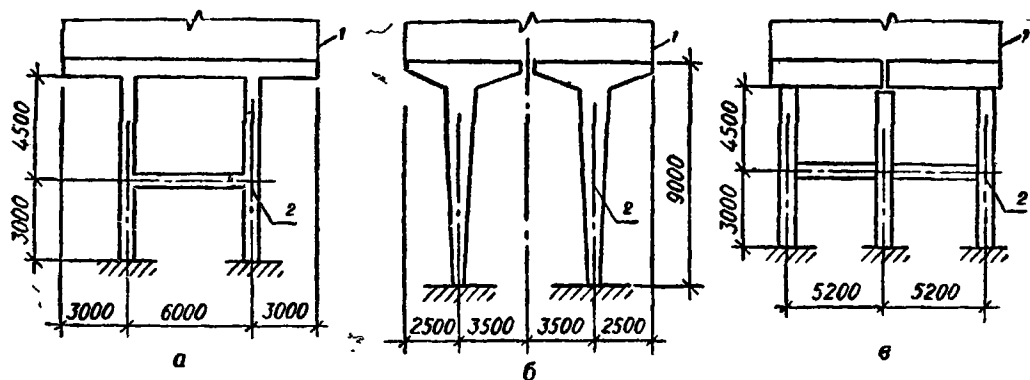


Рис. 12.12. Конструктивні схеми каркасів перших поверхів у будівлях комбінованих систем: а — з двоколонних однопрольотних рам; б та в — з розрізних рам; 1 — габарит будівлі; 2 — каркаси перших поверхів

несучих стін (рис. 12.11, а). Прольоти каркасів усіх типів 5,6 або 6 м, а відстань між рамами каркасів може бути 3,6; 6; 7,2; 9 або 12 м. У будівлях заввишки 12...16 поверхів і вище крок поперечних рам приймають звичайно 6 м.

У каркасно-панельних будівлях опорою для панельної частини будівлі може бути монолітний або збірний залізобетонний каркас заввишки 2...3 поверхи з одно- або двопрольотних рам (рис. 12.12). Таке вирішення зручне тим, що простір під будівлею можна використати для проїзду автомобілів, для розміщення торговельних чи інших підприємств. Якщо на першому поверсі потрібно обладнати приміщення з великим простором, рами розміщують із кроком 6 м і більше. Каркаснопанельні будівлі мають усі переваги й недоліки каркасних, але вони відрізняються від будівель із цегляними стінами більшою індустріальністю, а від панельних — більшою планувальною гнучкістю і можливістю створення в разі потреби більших приміщень.

Монолітні та збірно-монолітні будівлі конкурентоздатні порівняно зі збірними при індустріальних методах зведення їх за допомогою інвентарних опалубок у поєднанні із заводським виготовленням арматурних елементів, механізацією приготування і подавання бетону до місця укладання. Перевагою їх є також валика різноманітність об'ємно-планувальних та архітектурно-конструктивних вирішень. Такі будівлі проектуються найчастіше за стіновими (безкаркасними) конструктивними системами за однією з можливих схем (рис. 12.9), а в разі техніко-економічного обґрунтування можливі ствольні та каркасно-ствольні системи. При монолітних або збірно-монолітних зовнішніх стінах застосовують переважно перехресно-стінову систему (рис. 12.9, а) з монолітними або збірно-монолітними перекриттями.

При збірних зовнішніх стінах і наявності наскрізних внутрішніх поздовжніх стін у таких будівлях звичайно зовнішні стіни ненесучі.

Залежно від технології зведення, а також застосування одного чи двох видів бетону можлива різна послідовність бетонування поперечних і поздовжніх стін.

Вертикальне з'єднання стін буває торцевим, фронтальним і фронтально-торцевим. У місцях цих з'єднань звичайно встановлюють додаткові просторові арматурні каркаси, що гарантують надійність з'єднань. При торцевому з'єднанні (рис. 12.13, а) між щитами опалубки для утворення шпунтового або хвилястого торця поперечної стіни

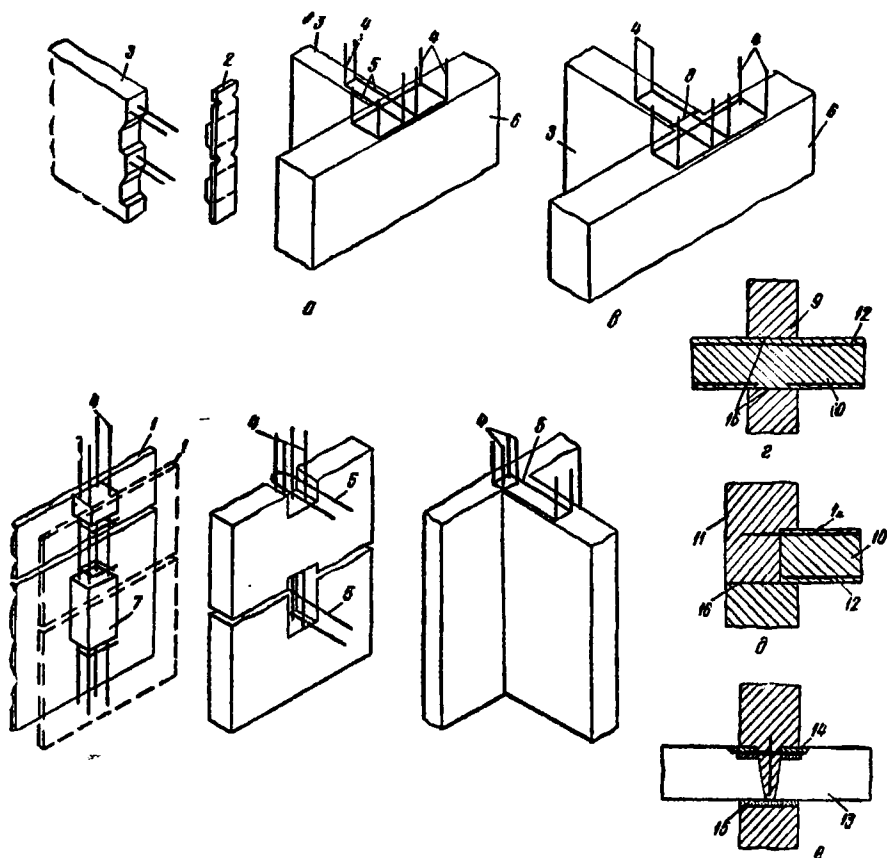


Рис. 12.13. Вертикальні з'єднання спряжуваних монолітних стін і деякі вузли спряження плит перекриттів із монолітними стінами:

а — торцеве з'єднання стін при шпунковому торці поперечної стіни; б — фронтально-торцеве з'єднання стін; в — контактний вузол внутрішньої монолітної стіни при монолітному перекритті; г — те саме, для зовнішньої стіни; е — платформовий вузол внутрішньої монолітної стіни при збірних суцільних плитах перекриттів і в'язях за допомогою зварювання арматурних випусків: 1 — опалубка; 2 — роздільний торцевий щит; 3 — поперечна стіна; 4 — вертикальний арматурний каркас; 5 — горизонтальні арматурні стержні; 6 — поздовжня стіна; 7 шпункоутворювачі з пінополістиролу; 8 — роздільна сітка; 9 — внутрішня монолітна стіна; 10 — монолітне перекриття; 11 — зовнішня монолітна стіна; 12 — арматура плити перекриття; 13 — збірні суцільні плити перекриття; 14 — зварні в'язі плит; 15 — шов із розчину; 16 — технологічний шов

(рис. 12.13, а, 2) встановлюють спеціальний щит, який має вирізи для пропуску горизонтальної арматури. Цей тип з'єднання рекомендується при початковому зведенні внутрішніх монолітних стін.

У разі фронтального з'єднання (рис. 12.13, б) всередині щитів опалубки встановлюють арматурні каркаси з шпонкоутворювачами з пінополістеролу (рис. 12.13, б, 7). В утворених шпонках раніше забетонують стіни встановлюють потім горизонтальні арматурні випуски для з'єднання з стіною перпендикулярного напрямку, яку бетонують після цього. При застосуванні бетонів різних видів або класів щодо міцності на стискання в спряжуваних стінах використовують фронтально-торцеве з'єднання. У цьому випадку між щитами опалубки внутрішніх стін у місці прилягання їх до опалубки зовнішніх стін встановлюють роздільну арматурну сітку (рис. 12.13, в, 8). Звичайно спочатку бетонують зовнішню стіну на всю висоту поверху, а потім — внутрішні стіни.

Вузли з'єднання плит перекриттів із монолітними стінами залежно від способу передавання стискувальних зусиль і типу плит проектують платформовими або комбінованими. При цьому в контактних вузлах стискувальні зусилля передаються тільки через бетон внутрішньої або зовнішньої несучих стін від монолітних (рис. 12.13, г, д), збірних або збірно-монолітних перекриттів. У платформових вузлах стискувальні зусилля передаються через опорні ділянки збірних (рис. 12.13, е) або збірно-монолітних плит перекриттів. Комбіновані вузли являють собою комбінації контактних та платформових вузлів. При збірних плитах перекриттів має бути забезпечений зв'язок між ними і монолітними стінами у вигляді зварюваних арматурних випусків (закладних деталей), замонолічених петльових випусків, з'єднаних без зварювання або арматурних каркасів, замонолічуваних у порожнинах багатопустотних плит. Докладний опис цих з'єднань, вузлів з'єднань та їхніх конструктивних вирішень наведено в нормативній літературі [24].

12.2. Навантаження на багатоповерхові будівлі

Проектуючи будівлі, треба враховувати постійні і тимчасові вертикальні та горизонтальні вітрові навантаження.

Вертикальні навантаження складаються з ваги конструкцій вищерозташованих поверхів, а також тимчасових навантажень на перекриття і покритті. Значення тимчасових навантажень визначають за табл. 3 [14].

Норми враховують, що імовірність одночасної дії тимчасового навантаження на великій площі мала. Тому, обчислюючи нормативне тимчасове навантаження, його множать на знижувальні коефіцієнти ψ_A . Під час розрахунку балок, ригелів, плит, колон та фундаментів ці коефіцієнти визначають за формулами, які наведено в нормах [14] з урахуванням таких коефіцієнтів сполучення:

для житлових будівель, спальних приміщень дитячих установ при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}}; \quad (12.1)$$

для залів (читальних, обідніх, торговельних, виставочних) при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}}. \quad (12.2)$$

Норми враховують також, що у багатоповерхових будівлях одночасна дія тимчасових навантажень на всі перекриття малоімовірна. Тому, визначаючи поздовжні зусилля, для розрахунку колон, стін та фундаментів, що сприймають навантаження від двох і більше перекриттів, повні нормативні значення тимчасових рівномірно розподілених навантажень слід знижувати, помножуючи їх на коефіцієнти сполучення ψ_n залежно від типів будівель і приміщень за формулами:

для житлових приміщень

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad (12.3)$$

для залів

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}}. \quad (12.4)$$

У формулах (12.1)...(12.4): ψ_A та ψ_n — коефіцієнти сполучення; A — вантажна площа; n — загальне число перекриттів.

У розрахунку цивільних будівель заввишки дев'ять і більше поверхів [54] можна приймати однакове для всіх рівнів тимчасове навантаження з таким коефіцієнтом зниження η_3 :

Кількість поверхів

будівлі	9	12	16	20	25	30	35	40	50 і більше
η_3	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,45	0,44	0,43	0,42

У практиці проектування найчастіше приймають деякі спрощення при визначенні навантажень, наприклад допускається значення навантажень при $\gamma_f = 1$ обчислювати діленням суми розрахункових навантажень на середній коефіцієнт надійності щодо навантаження.

Горизонтальне вітрове навантаження при прямокутній формі будівлі визначають для двох напрямів вітру: перпендикулярно до поздовжньої осі будівлі і паралельно поздовжній осі. Для будівель непрямокутної форми враховують також косий напрям вітру вздовж стін, які сприймають вітрове навантаження.

Вітрове навантаження розподіляється по висоті будівлі нерівномірно. Для практичних розрахунків фактичну ламану епіюру швидкісного напору вітру (рис. 12.14, а) можна подати у вигляді еквівалентної трапекуватої з верхньою ординатою \hat{q} і нижньою $a\hat{q}$, які мож-

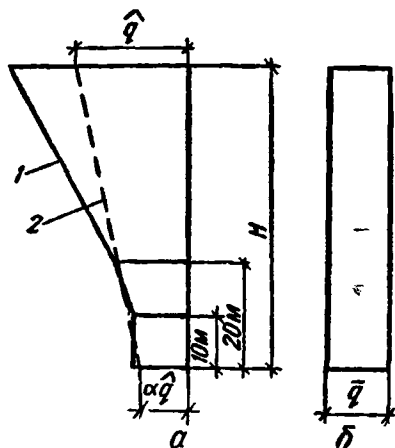


Рис. 12.14. Епюри вітрових навантажень:

a — дійсна (1) та еквівалентна їй трапецувата (2); *b* — рівномірно розподілена епюра тиску вітру

на виразити через момент M_f та поперечну силу Q_f у рівні основи будівлі заввишки H у вигляді

$$\hat{q} = M_f(6 - m)/H^2; \quad (12.5)$$

$$\alpha = 6/(m - 6); \quad (12.6)$$

$$m = HQ_f/M_f. \quad (12.7)$$

Епюру швидкісного напору вітру можна подати і у вигляді рівномірно розподіленого навантаження (рис. 12.14, б), ординату якого визначають за формулою

$$\bar{q} = 2M_f/H^3. \quad (12.8)$$

1 м. Під час розрахунку ці значення слід помножити на фактичну довжину вантажного фронту будівлі і на коефіцієнт, що враховує географічний район будівництва:

Район будівництва	I	II	III	IV
Коефіцієнт	1	1,3	1,67	2,04

Вітрове навантаження обчислюють як суму середньої та пульсуючої складових.

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження ω_m на висоті z над поверхнею землі, згідно з нормами [14], визначають за формулою

$$\omega_m = \omega_0 k c, \quad (12.9)$$

де ω_0 — нормативне значення вітрового тиску, яке визначають за табл. 5 [14]; k — коефіцієнт, який враховує зміну вітрового тиску по висоті; c — аеродинамічний коефіцієнт.

Для багатопверхових будівель зі сталими по висоті жорсткістю, масою та шириною навітряної поверхні нормативне значення пульса-

Таблиця 12.1. Значення M_f та Q_f

Висота будівлі, м	Верхня ордината епюри навантажень, кН/м	Момент M_f в рівні основи, кН·м	Поперечна сила Q_f в рівні основи, кН
40	0,54	360	16
30	0,48	180	10,9
20	0,41	68,4	6,5
10	0,3	15	3

ційної складової вітрового навантаження на рівні z допускається вивзначати за формулою

$$\omega_p = 1,4 \frac{z}{h} \xi \omega_{ph}, \quad (12.10)$$

де h — висота споруди над землею; ξ — коефіцієнт динамічності, який визначають за кресленням 2 [14] залежно від параметра ϵ ; ω_{ph} — нормативне значення пульсаційної складової вітрового навантаження на висоті h верху споруди, яке визначають за формулою $\omega_{ph} = \omega_m \zeta v$; тут ζ — коефіцієнт пульсацій тиску вітру на рівні z (табл. 7, [14]); v — коефіцієнт просторової кореляції пульсацій тиску вітру за табл. 9 і п. 6.9 [14].

Способи визначення еквівалентного вітрового навантаження наведено в довідковій [34] та спеціальній [54] літературі.

12.3. Основні відомості про розрахунок будівель

12.3.1. Розрахунок каркасних будівель на вертикальні та горизонтальні навантаження. Каркасні багатоповерхові будівлі являють собою складні просторові системи, що складаються з вертикальних елементів несучих конструкцій, об'єднаних горизонтальними дисками перекриттів. Усі ці елементи працюють спільно, і зусилля в них визначають із розрахунку всієї несучої системи в цілому. Просторові розрахунки таких систем складні, та й до того ж не досить точні, оскільки дані, покладені в основу цих розрахунків, умовні. Тому симетричні в плані будівлі для розрахунку розчленовують на плоскі системи, розрахунок яких значно простіший, порівняно з просторовими (рис. 12.15).

Для спрощення розрахунків в окремих випадках роблять ряд припущень, які майже не впливають на кінцеві результати. Так, при двох і більше прольотах рамні каркаси розраховують на вертикальні навантаження без урахування зміщень.

Ригелі багатопрольотних рам при жорсткості, яка у три рази і більше перевищує сумарну жорсткість стояків, що прилягають до вузла, можна розраховувати як нерозрізні балки на шарнірних опорах із пружним замуруванням на крайніх стояках. Якщо відношення сумарної жорсткості стояків у вузлі до погонної жорсткості ригеля дорівнює 6 і більше, то ригелі розраховують як балки з затиснутими опорами.

Якщо прольоти ригелів різняться один від одного не більш як на 20 %, можна застосовувати рівнопрольотну схему. Коли похил ригелів не перевищує 1/8, допускається вважати їх горизонтальними і приймати висоту поверху рівною середній висоті сусідніх стояків. Дозволяється також переміщувати навантаження до опори або до середини прольотів не більш як на 0,05 розрахункового прольоту конструкції.

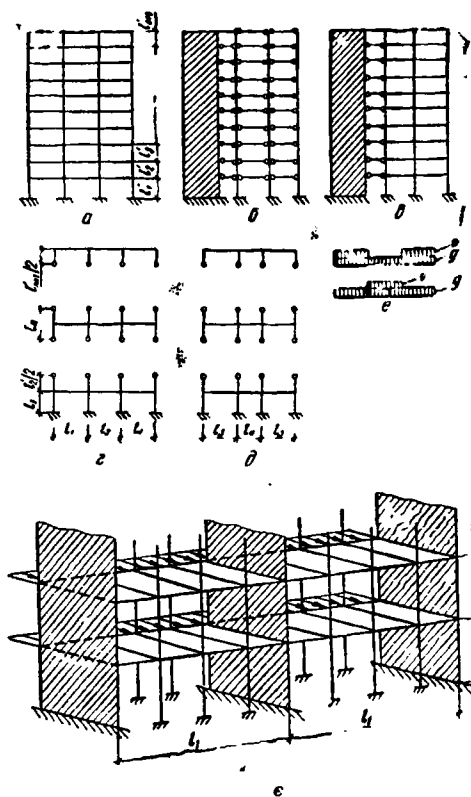
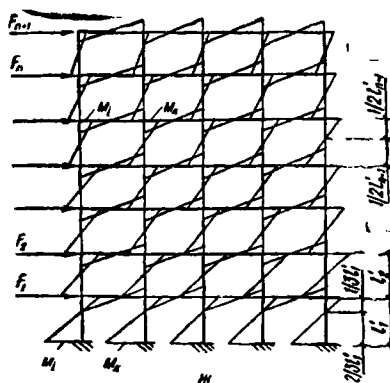


Рис. 12.15. Розрахункові схеми багатоповерхових каркасних будівель:

а — з рамним каркасом; б — із в'язевим каркасом; в — з рамно-в'язевим каркасом; г та д — типи розрахункових схем рам при дії вертикальних навантажень; е — можливі схеми постійного і тимчасових навантажень; є — загальний вигляд рами та епіюра моментів при дії горизонтальних навантажень; жс — схема передавання вітрових навантажень на в'язеві та рамно-в'язеві каркасні будівлі



Допускається замінити другорядні зосереджені навантаження збільшенням основного зосередженого навантаження на їхні значення, якщо ці другорядні навантаження не перевищують 10 % основного. При зосередженому навантаженні на ригелі дозволяється навантаження від ваги ригелів прикладати в тих самих місцях, що й зосереджене.

Розрахункова схема має якнайточніше відбивати дійсну роботу споруди.

При *рамній системі* каркаса його розрахункову схему в загальному випадку можна подати у вигляді багатоповерхової багатопрольотної рами з жорсткими вузлами (рис. 12.15, а). Розрахункову довжину стояків рам приймають рівною висоті поверху, а розрахунковий проліг ригеля — відстані між осями стояків.

Розрахунок рами починають з орієнтовного призначення перерізів конструкцій для визначення навантаження від їхньої ваги та погонних жорсткостей. Так, корисну висоту ригеля наближено визначають із залежності

$$h_0 = 1,8 \sqrt{\frac{(0,6 \dots 0,7) M_0}{R_{sb}}}, \quad (12.11)$$

де M_0 — згинальний момент у ригелі, обчислений як для однопрольотної вільно лежачої балки.

При прямолінійних ригелях багатопрольотних рам висота ригеля становить $1/12 \dots 1/16$ їхнього прольоту, а в однопрольотних рамах — $1/10 \dots 1/12$ прольоту. Ширину ригеля приймають в межах $1/2 \dots 1/3$ його висоти.

Площу перерізу стояків орієнтовно визначають із умови

$$A_{bc} = (1,2 \dots 1,5) \frac{N}{R_b}, \quad (12.12)$$

де N — поздовжня сила, обчислювана без урахування нерозрізності ригелів.

Визначені орієнтовні розміри поперечного перерізу ригелів та стояків округлюють до уніфікованих розмірів і обчислюють їхні моменти інерції як для суцільного бетонного перерізу.

Обчисливши жорсткості всіх елементів, виконують статичний розрахунок рами за пружною схемою.

Виконуючи статичний розрахунок такої рами, слід використовувати окремі програми для ЕОМ [54], пакети прикладних програм, автоматизовані технологічні лінії проектування, а також системи автоматизованого проектування об'єктів будівництва (САПР ОБ). Існуючі пакети прикладних програм і окремі програми для ЕОМ дають можливість розв'язувати задачі проектування багатоповерхових промислових та цивільних будівель усіх конструктивних систем. При цьому вирішують питання компоновання та оптимізації елементів будівель, а також розраховують міцність та деформативність будівель і їхніх конструктивних елементів.

Якщо не можна використати ЕОМ, розрахунок виконують одним з відомих способів розрахунку статично невизначених систем: методом сил, методом переміщень або мішаним способом.

У розрахунку рам також можна використовувати наближені методи: спосіб перерозподілу моментів, спосіб перерозподілу кутів повороту, метод фокусних відношень.

Наближений розрахунок рам можна виконати, використовуючи готові таблиці, що значно спрощує завдання. Такий спосіб можна застосовувати для розрахунку поширених у практиці будівництва регулярних рам із одноманітною геометричною схемою і прольотами, які відрізняються не більш як на 10 % від тих, що вважаються рівними (рис. 12.15, з), або із середнім нерівним прольотом на осі симетрії (рис. 12.15, д) і з розмірами стояків, що забезпечують відмінність їхніх погонних жорсткостей в межах одного поверху не більш як на 50 %. При такому розрахунку рам на *вертикальне навантаження* нехтують можливістю горизонтального зміщення їх і розчленовують багатоповерхові рами на ряд одноповерхових із висотою стояків, що дорівнює половині висоти поверху з шарнірами на кінцях. Залежно

від фактичних умов нижні кінці стояків рами першого поверху вважають жорстко затиснутими або гакими, що шарнірно опираються в рівні верхнього обрізу фундаментів. Коли число прольотів рами перевищує три, її замінюють трипрольотною. У цьому випадку згинальні моменти в усіх середніх прольотах реальної багатопрольотної рами приймають такими ж, як і в середньому прольоті трипрольотної рами. Отже, розрахунок на вертикальне навантаження зводиться до розрахунку рам трьох типів: верхнього, середнього та нижнього поверхів (рис. 12.15, *з* та *д*). Опорні моменти ригелів обчислюють із залежності

$$M_n = (\gamma_1 g + \gamma_n v) l^2, \quad (12.13)$$

де $\gamma_1, \dots, \gamma_n$ — табличні коефіцієнти, значення яких залежать від відношення погонних жорсткостей стояків, що прилягають до вузла, до погонних жорсткостей ригеля [1, 37]; g і v — відповідно стале і тимчасове рівномірно розподілені навантаження; l — розрахунковий проліт ригеля, який дорівнює відстані між осями стояків рами.

Згинальні моменти в ригелях рами обчислюють при дії сталого і різних комбінацій тимчасового навантажень (рис. 12.15, *е*).

Прольотні моменти і поперечні сили ригелів визначають як однопрольотній балці, завантаженій зовнішнім навантаженням і опорними моментами на кінцях. Згинальні моменти в стояках рами для кожної схеми завантаження дорівнюють різниці опорних моментів ригелів у вузлі, що розподіляється між верхнім і нижнім стояками пропорційно їхній погонній жорсткості. У розрахунку таких статично невизначених рам доцільно враховувати утворення пластичних шарнірів (див. п. 12.4.2). Внаслідок пластичних деформацій відбувається перерозподіл згинальних моментів, що враховується під час розрахунку рам вирівнювання моментів у кожній схемі завантаження. Якщо від вирівнювання моментів зменшуються значення опорних моментів, то відповідно збільшуються прольотні, що гарантує рівновагу системи. Часто за вирівнювання приймають епюру моментів, одержану в пружній системі при завантаженні ригеля постійним навантаженням у всіх прольотах і тимчасовим через проліт, оскільки прольотні моменти ригелів і опорні моменти стояків будуть максимальні, а опорні моменти ригелів зменшені приблизно на 30 %. При цьому звичайно намагаються зрів-

Таблиця 12.2. Коефіцієнт β

Усі поверхи, крім першого							Перший поверх
i_{bm}/i_{col}	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

Примітка. У таблиці i_{bm} — погонна жорсткість ригеля, i_{col} — те саме, нижнього стояка вузла.

няти значення опорних моментів, що дає можливість уніфікувати конструкції стиків збірних ригелів, а також прольотних моментів для забезпечення однотипності армування їхніх прольотних та опорних перерізів.

Наближений розрахунок багатопверхових рам із жорсткими вузлами на горизонтальне (вітрове) навантаження полягає насамперед у заміні розподіленого навантаження на зосереджені сили F , прикладені у вузлах рами (рис. 12.15, ϵ , ж). Потім обчислюють значення ярусних поперечних сил:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= F_1 + F_2 + \dots + F_n; \\ Q_2 &= F_2 + F_3 + \dots + F_n. \end{aligned} \right\} \quad (12.14)$$

Сили Q_1, Q_2 і т. д. розподіляються між окремими стояками кожного ярусу рами. Крайні і середні стояки рами мають різний ступінь затискування у вузлі, оскільки до середніх стояків ригель прилягає з двох сторін, а до крайніх — лише з однієї. Це враховують введенням коефіцієнта β в обчислення частини поперечної ярусної сили, яку приймають середні і крайні стояки рами. Так, у межах одного поверху для середніх стояків $Q_k = \frac{Q_n}{m - 2(1 - \beta)}$, а для крайніх $Q_i = Q_k \beta$, де $\beta =$ коефіцієнт, який приймають за табл. 12.2, а m — кількість стояків в одному ярусі рами.

Нульові точки епюри моментів стояків усіх поверхів, крім першого, призначають у середині висоти поверху, а на першому поверсі і при затискуванні стояків у фундаменті — на відстані $2/3$ висоти (рис. 12.15, ж). Для всіх поверхів, крім першого, згинальні моменти визначають за формулами:

угорі і вниз середніх стояків

$$M_k = Q_k l / 2; \quad (12.15)$$

те саме, крайніх стояків

$$M_i = Q_i l / 2 \quad (12.16)$$

Для першого поверху відповідно:
у верхніх і нижніх перерізах середніх стояків

$$M_k = Q_k l / 3; \quad M_k = Q_k 2l / 3; \quad (12.17)$$

те саме, крайніх стояків

$$M_i = Q_i l / 3; \quad M_i = Q_i 2l / 3. \quad (12.18)$$

У крайньому вузлі рами кожного поверху опорний момент ригеля дорівнює сумі моментів стояків, які прилягають зверху і знизу, а в середніх вузлах цей сумарний момент розподіляється між опорними перерізами ригелів цього самого вузла пропорційно погонній жорсткості їх.

За результатами статичного розрахунку складають таблицю зусиль для всіх розрахункових перерізів ригелів і стояків рам. У ригелях розрахунковими є перерізи на опорах і в прольоті, а для стояків — угорі, внизу і в одному-двох перерізах по висоті. Дальший розрахунок і конструювання ригелів рам ведуть аналогічно до ригелів балкових перекриттів (див. п. 12.4.5). Перерізи стояків розраховують на позацентрове стискання за даними розд. 7, а принципи їхнього конструювання викладено в п. 12.5. Докладніше послідовність наближеного розрахунку рамного каркаса з жорсткими вузлами викладено у прикладах розрахунку таких будівель [1, 7].

Основна конструктивна особливість *в'язевих каркасів* — шарнірні вузли рам, а звідси й відповідні зміни в розрахункових схемах каркасів (рис. 12.15, б). Для *розрахунку на вертикальні навантаження* ригелі таких каркасів мають розрахункову схему у вигляді розрізної однопрольотної балки, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункова схема колон каркаса може мати вигляд багатопрольотної нерозрізної балки, спертої на диски перекриттів і завантаженої поздовжніми стискувальними силами та згинальними моментами.

Колони розраховують на дію навантажень від вищерозміщених поверхів з урахуванням випадкових ексцентриситетів, які приймають згідно з рекомендаціями [13], і навантажень, прикладених у рівні розглядуваного поверху. Вертикальне навантаження від ригелів розглядуваного поверху приймають прикладеним із ексцентриситетом

$$e_1 = N_{bm}a/N_1, \quad (12.19)$$

де N_{bm} — різниця опорних реакцій ригелів, що прилягають до колони; a — відстань від центра ваги перерізу колони до точки прикладання опорних реакцій ригелів; N_1 — сума опорних реакцій ригелів.

Колони розраховують при повному навантаженні (тимчасовому й постійному) обох прилеглих до них ригелів і за умови відсутності тимчасового навантаження на одному з двох ригелів.

Повний розрахунковий ексцентриситет у площині ригелів

$$e = \frac{N_0 e_a + N_1 e_1}{N_0 + N_1}, \quad (12.20)$$

де N_0 — нормальна сила в колоні, спричинена навантаженням від вищерозміщених поверхів; e_a — випадковий ексцентриситет.

За визначеними зусиллями колони розраховують на косе позацентрове стискання за даними розд. 7. Принципи конструювання колон див. у п. 12.5.

Горизонтальні навантаження від вітру в будівлях із в'язевим каркасом сприймають насамперед зовнішні стіни з розрахунковою схемою у вигляді однопрольотної балки з опорами у рівні перекриттів. Диски перекриттів, завантажені опорними реакціями від зовнішніх стін, ма-

ють опори в місцях прилягання до діафрагм жорсткості і працюють як балки з прольотами, що дорівнюють відстані між діафрагмами l_1 . Отже, вітрові навантаження послідовно через зовнішні стіни та диски перекриттів передаються на діафрагми жорсткості (рис. 12.15, е).

Вітрові навантаження створюють складний напружений стан у самому диску перекриття, в якому виникають зсувні і розтягувальні зусилля в бетонних та зварних швах, які з'єднують окремі елементи перекриттів. Точна розрахункова модель диска перекриття для розрахунку його у своїй площині досить складна, і тому у практичних розрахунках використовують спрощені розрахункові моделі у вигляді багатосмугових балок, складених стержнів, ферм [51, 54]. Ці розрахунки також досить складні, а тому, як правило, їх виконують на ЕОМ.

Основні відомості щодо розрахунку на згинання з площини на безпосередньо прикладені вертикальні навантаження і принципи конструювання елементів перекриттів та колон промислових і цивільних будівель наведено у п.п. 12.4 та 12.5.

У будівлях із в'язевим каркасом діафрагми жорсткості, затиснуті в фундаменті і об'єднані дисками перекриттів у єдину просторову систему, сприймають усі горизонтальні навантаження. Тому в розрахунку на горизонтальні навантаження розрахункові схеми в'язевих систем звичайно умовно зображають у вигляді однієї чи кількох плоских діафрагм у температурному блоці будівлі (рис. 12.15, б), які стоять в одній площині і з'єднані стержнями-в'язями в рівні перекриттів (рис. 12.15, б), що прилягають до рам із шарнірними вузлами. Насправді діафрагми розміщуються в будівлях паралельно одна одній і бувають або без просвітів, або з одним, двома чи кількома рядами просвітів.

Просторову систему діафрагм найчастіше розраховують із використанням дискретно-континуальної розрахункової моделі на ЕОМ. У разі використання цієї моделі припускають, що етажність будівлі досить велика і зосереджені впливи від перекриттів, перемичок та інших в'язей можна замінити безперервно розподіленими по висоті діафрагм. Досвід проектування показав, що вже для будівель із п'ятьма поверхами таке припущення виправдане.

У практиці проектування для розрахунку в'язевих систем часто використовують консольну модель, яка є окремим випадком дискретно-континуальної. При цьому будівлю розглядають як єдиний суцільний консольний стержень, затиснутий в основі. Це можливо за умови введення таких спрощень: припускається, що перекриття абсолютно жорсткі і не деформуються в горизонтальній площині, діафрагми мають постійну жорсткість по висоті, деформації зсуву діафрагм від поперечних сил невеликі і їх враховують введенням у розрахунок коефіцієнтів. При діафрагмах змінної жорсткості їх замінюють у розрахунках еквівалентними перерізами постійної жорсткості, що мають однакові деформації верху. Це спрощення припустиме при діафрагмах, переріз яких змінюється не більш як на 25 %.

У результаті такого розрахунку обчислюють сумарні згинальні моменти і поперечні сили, що виникають від вітрових навантажень. Потім ці сумарні зусилля розподіляють між окремими діафрагмами. Якщо головні осі [49] паралельні розбивальним, то згинальні моменти в i -й діаграмі можна обчислити за формулами

$$M_{xi} = M_x [I_{xi} \eta_x / I_x - (I_{xi} x_i - I_{wi} y_i) e_x \eta_w / I_w]; \quad (12.21)$$

$$M_{yi} = M_y [I_{yi} \eta_y / I_y - (I_{wi} x_i - I_{yi} y_i) e_y \eta_w / I_w], \quad (12.22)$$

де M_x та M_y — сумарні згинальні моменти від діючих на будівлю горизонтальних навантажень; I_x , I_y та I_w — осьові та відцентрові моменти інерції будівлі, що дорівнюють алгебраїчній сумі моментів інерції всіх діафрагм; I_{xi} , I_{yi} та I_{wi} — те саме, для i -ї діафрагми; x_i та y_i — координати центра жорсткості всіх діафрагм будівлі; e_x та e_y — ексцентриситети рівнодійної горизонтального навантаження відносно центра жорсткості діафрагм; η_x , η_y та η_w — коефіцієнти, що залежать від ваги будівлі та її жорсткості і геометричної нелінійності задачі:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{G_1}{1,85G_x}}; \quad \eta_y = \frac{1}{1 - \frac{G_1}{1,85G_y}}; \\ \eta_w = \frac{1}{1 - \frac{G_1}{1,85G_w}}, \quad (12.23)$$

де G_1 — вага будівлі при $\gamma_f = 1$ з урахуванням постійних і тимчасових навантажень; G_x , G_y та G_w — відповідно дві згинальні і крутильні критичні сили, що дорівнюють:

$$G_x = 2,3E_b I_x / H_0^2; \quad G_y = 2,3E_b I_y / H_0^2; \quad G_w = 0,14E_b I_w / \gamma H_0^2, \quad (12.24)$$

де H_0 — висота надземної частини будівлі; γ — параметр, що залежить від розмірів і форми будівлі у плані [54].

Аналогічно до згинальних моментів розподіляються між діафрагмами поперечні сили та крутні моменти.

Під дією горизонтальних навантажень будівля деформується, внаслідок чого виникають додаткові зусилля в діафрагмах від вертикальних навантажень. У результаті при невеликій жорсткості і великій вазі будівлі може знизитись її загальна стійкість. Як правило, якщо виконується умова

$$G_{cm} / G_1 \geq 1,5, \quad (12.25)$$

загальна стійкість будівлі гарантується. Тут G_{cm} — критична вага будівлі в момент втрати загальної стійкості

$$G_{cm} = \frac{1}{3} (G_x + G_y + G_w). \quad (12.26)$$

Перерізи діафрагм перевіряють на позацентрове стискання за даними розд. 7, а на дію поперечних сил — розд. 5.

Гранично допустима деформація верху будівлі (її прогин) під дією нормативного вітрового навантаження обмежується $1/1000$ її розрахункової висоти $H = H_1 n / (n - 0,5)$, де H_1 — відстань від верхнього зрізу фундаменту до осі ригеля верхнього поверху. Якщо число поверхів $n \geq 16$, $H = H_1$.

У будівлях заввишки 50 м і більше потрібно також перевіряти прискорення коливань верхніх поверхів W від пульсації вітру. Це прискорення має бути не більш як $0,1 \text{ м/с}^2$. Наближене значення цього прискорення можна обчислити, знаючи, що перша форма коливань подається у вигляді похилої прямої і маса будівлі рівномірно розподілена по її висоті:

$$W = q_d m, \quad (12.27)$$

де q_d — динамічна складова вітрового навантаження вгорі будівлі, Н/м^2 ; m — маса будівлі, кг на 1 м^2 фасаду.

При варіантному проектуванні можна скористатися готовими формами і таблицями [1, 36]. При цьому характеристики жорсткості та інші параметри призначають із урахуванням досвіду проектування таких будівель. Послідовність розрахунків для визначення прогинів і зусиль від горизонтального навантаження в елементах будівель, які працюють за в'язевою системою, наведено в навчальній [1, 6] та довідковій [34, 36] літературі.

У разі застосування *рамно-в'язевих каркасів* їхню розрахункову схему можна подати у вигляді багатопрольотної рами з жорсткими вузлами та прилеглою до неї плоскою вертикальною діафрагмою жорсткості, яку умовно зображено з одного боку від рами, і з'єднано в'язями-стержнями в рівні перекриттів (рис. 12.15, в). Такі рами розраховують на вертикальне навантаження аналогічно будівлям із рамною системою каркаса. Горизонтальні навантаження в рамно-в'язевих каркасах розподіляються між вертикальними діафрагмами жорсткості і рамами каркаса пропорційно їхнім жорсткостям.

У рамно-в'язевих системах під дією горизонтальних навантажень діафрагми не тільки частково розвантажують каркас, а й змінюють у ньому характер епюр поперечних сил та згинальних моментів. Якщо в рамному каркасі ординати цих епюр зростають до низу будівель, то в рамно-в'язевих вони зменшуються, що дає можливість зберегти незмінними розміри поперечних перерізів ригелів по всій висоті будівель. Розрахунок каркаса на частку горизонтального навантаження, яку він сприймає, виконують аналогічно розрахунку рамного каркаса. Схема передавання горизонтального навантаження на діафрагми жорсткості в рамно-в'язевих каркасах подібна до розглянутої вище схеми для в'язевих каркасів. Числові приклади наближеного розрахунку

таких систем на горизонтальні навантаження з використанням таблиць наведено в [1, 7].

12.3.2. Розрахунок безкаркасних будівель на вертикальні та горизонтальні навантаження. Розрахунок багагоповерхових безкаркасних будівель складний тому, що такі системи просторові і складаються з окремих плоских частин, ослаблених просьвітами і з'єднаних між собою піддатливими в'язями. Ці системи зазнають дії вертикальних і горизонтальних навантажень. Завдання ускладнюється також впливом перепаду температур і нерівномірним осіданням основи.

Точний розрахунок такої просторової багато разів статично невизначної системи, яка складається зі стін та перекриттів, потребує розв'язання великої кількості рівнянь, що можливо лише за умови використання спеціальних програм для ЕОМ [34, 51, 54].

Розрахункові схеми безкаркасних будівель залежно від характеру обліку просторової роботи бувають одно- і двомірні (плоскі) та тримірні (просторові); за видом невідомих — дискретні, дискретно-континуальні та континуальні; за видом конструкції, яку покладено в основу розрахункової схеми, — стержньові, пластинчасті та комбіновані.

Двомірні (плоскі) розрахункові схеми приймають у вигляді діафрагм з просьвітами, плоских складених стержнів, у вигляді рам та фермових моделей. Тримірні (просторові) — у вигляді системи консольних стержнів, просторового складеного стержня, пластинчастої системи [24].

На початкових етапах проектування використовують звичайно спрощені розрахункові схеми, розрахунок за якими виконують без використання спеціальних програм. Так, будівлі стінової конструктивної системи подають у вигляді системи вертикальних і горизонтальних діафрагм жорсткості.

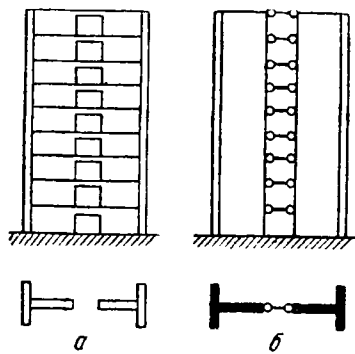


Рис. 12.16. Плоска консольна розрахункова схема панельних будівель:

a — дійсний вигляд розрахункової ділянки стін; *b* — розрахункова схема консолі, що складається з двох стовпів, з'єднаних в'язями-перемичками при двотавровому розрахунковому горизонтальному перерізі

В одну вертикальну діафрагму включають поперечну чи поздовжню стіну будівлі і прилеглі до неї ділянки стін іншого напрямку з розмірами у плані не більш як 0,1 висоти будівлі і не більш як половина відстані до сусідньої стіни. Таку діафрагму жорсткості, що має регулярно розташовані по висоті просьвіти, вертикальні стики або шви бетонування, розглядають як складену систему з m стовпів, з'єднаних рядами в'язей зсуву (рис. 12.16, *a* та *b*).

Розрізняють жорсткі і піддатливі в'язі зсуву. Якщо $\mu_i \geq 12/n$, то в'язі вважають

жорсткими. Тут μ_i — коефіцієнт, який враховує вплив піддатливості в'язей між стовпами, їхню жорсткість тощо; n — кількість поверхів.

Коефіцієнт

$$\mu_i = \sqrt{H\gamma_i/\lambda_{ti}}, \quad (12.28)$$

де H — висота поверху; λ_{ti} — піддатливість в разі зсуву в'язей між стовпами i та $(i + 1)$, яка для в'язей у вигляді перемички дорівнює піддатливості перемички під час перекоосу, а для в'язей у вигляді вертикальних стікових з'єднань дорівнює піддатливості в'язей одного поверху (124), дод. 4); γ_i — параметр, який визначають за формулами:

в разі розрахунку на навантаження, які не спричиняють згинання стовпів (вертикальні, усадка стін),

$$\gamma_i = 1/(E_i A_i) + 1/(E_{i+1} A_{i+1}); \quad (12.29)$$

в разі розрахунку на горизонтальні навантаження

$$\gamma_i = 1/(E_i A_i) + 1/(E_{i+1} A_{i+1}) + L_i^2/(E_i I_i + E_{i+1} I_{i+1}), \quad (12.30)$$

де A_i та A_{i+1} — площі горизонтальних перерізів відповідно для стовпів i та $(i + 1)$; E_i та E_{i+1} — зведені модулі деформацій стовпів i та $(i + 1)$, обчислювані за формулою

$$E_{red} = E_b/(\varphi_{tb} + \lambda_c E_b/H).$$

Тут E_b — початковий модуль пружності бетону стіни, який приймають за [24]; коли застосовано збірні стіни, виготовлені в касетних установках, і монолітні стіни, зведені у переставній опалубці, величини E_b , прийняті за [24], слід помножити на 0,85; φ_{tb} — коефіцієнт, який враховує вплив повзучості бетону; в разі розрахунку на короткочасні навантаження його приймають рівним: 1,2 — для важкого бетону та легких бетонів на густих дрібних заповнювачах, 1,4 — для легких бетонів на пористих дрібних заповнювачах; 1,1 — для густих силікатних бетонів; в разі розрахунку на тривалодіючі навантаження коефіцієнт $\varphi_{tb} = 1 + C_b E_b$ (C_b — гранична міра повзучості бетону, яку для збірних стін приймають за табл. 5 з [24]); λ_c — коефіцієнт піддатливості горизонтального стику при стисканні, який визначають за рекомендаціями дод. 4 [24].

Зусилля в несучих конструкціях безкаркасних будівель звичайно визначають наближено, використовуючи принцип незалежності дії сил (розрахунок за недеформованою схемою), лінійну залежність між напруженнями та деформаціями, гіпотезу плоских перерізів (лінійний характер змін деформацій по довжині глухих ділянок панелей). Розрахунок за недеформованою схемою виконують для будівель, при умові, що маса їх не змінюється по висоті і

$$f \leq 0,1M/(\rho H), \quad (12.31)$$

де f — прогин верху будівель від горизонтального навантаження, визначений без урахування спільного впливу вертикальних та горизонтальних навантажень; M — згинальний момент в основі будівлі від горизонтального навантаження; p — розподілене по висоті будівлі навантаження від власної ваги конструкцій; H — висота будівлі.

Якщо будівля перехресно-стінової системи має 17 і менше поверхів, то умови (12.31) можна не перевіряти.

Під час розрахунку на дію постійних *вертикальних навантажень* зусилля звичайно визначають із урахуванням зміни розрахункової схеми безкаркасних збірних будівель у процесі зведення їх для двох розрахункових випадків:

1) зимовий монтаж, до закінчення якого не виникають деформації усадки матеріалу стін, і перерозподіл вертикальних навантажень можливий тільки між стовпами, з'єднаними перемичками;

2) літній монтаж, до закінчення якого умовно приймають, що деформації усадки бетону повністю проявилися і в'язі зсуву (перемички) включаються в роботу одночасно зі зведенням чергового поверху, а шпонкові з'єднання — з відставанням на два поверхи. Розрахункові зусилля в стовпах приймають за найбільшими зусиллями першого і другого розрахункових випадків. Ці зусилля підсумовують з урахуванням знаків із зусиллями від тимчасових вертикальних та горизонтальних навантажень, температурних впливів і від нерівномірних деформацій основи.

У складеній системі з двох стовпів з одним рядом поздовжніх в'язей зсуву в разі дії навантаження від ваги конструкцій поздовжня сила T , що перерозподіляється між стовпами в рівні перекриття над поверхом $i \leq n - n_0$ під час зведення поверху $n_0 \leq n$ (n — загальна кількість поверхів у будівлі; n_0 — кількість поверхів, в яких в'язі зсуву вважають незамкнутими в момент прикладання навантаження) дорівнює

$$T_i = \frac{1}{\gamma} \sum_{i=1}^{n-n_0} \varepsilon_i \left[1 - \frac{r^{-i} (r^{i-1} + r^{-i})}{1 + r^{-2i-1}} \right], \quad (12.32)$$

де γ — параметр, який визначають за формулами (12.29) та (12.30); ε_i — різниця відносних деформацій стовпів у основній системі від вертикального навантаження: при $i < n$

$$\varepsilon_i = \frac{G_1}{E_1 A_1} = \frac{G_2}{E_2 A_2};$$

при $i = n$

$$\varepsilon_i = \frac{\hat{G}_1}{E_1 A_1} = \frac{\hat{G}_2}{E_2 A_2},$$

тут G_1 та G_2 — вертикальні навантаження відповідно на перший та другий стовпи від ваги конструкцій одного поверху; \hat{G}_1 та \hat{G}_2 — те саме, від ваги даху;

$$r = 1 + 0,5\mu^2 + \sqrt{(1 + 0,5\mu^2)^2 - 1}. \quad (12.33)$$

Поздовжні стискувальні сили в рівні перекриття над i -м поверхом відповідно в першому і другому стовпах у момент закінчення монтажу

$$N_{1i} = (n - i + 1) G_1 + \hat{G}_1 - T_i; \quad (12.34)$$

$$N_{2i} = (n - i + 1) G_2 + \hat{G}_2 + T_i. \quad (12.35)$$

Зусилля від тимчасового навантаження на перекриття та покрівлю в тому самому рівні

$$T_i = \frac{\varepsilon}{\gamma} \left[n - i + 1 - \frac{r^{1-i} - r^{-1-2n+i}}{(r-1)(1+r^{-2n-1})} \right] + \frac{\hat{\varepsilon} - \varepsilon}{\gamma} \left[1 - \frac{r^{-n}(r^i + r^{-i})}{1 + r^{-2n-1}} \right], \quad (12.36)$$

де

$$\varepsilon = P_1/(E_1 A_1) - P_2/(E_2 A_2) \quad \text{та} \quad \hat{\varepsilon} = \hat{P}_1/(E_1 A_1) - \hat{P}_2/(E_2 A_2), \quad (12.37)$$

P_1 та P_2 — тимчасове навантаження від міжповерхових перекриттів відповідно на перший та другий стовпи; \hat{P}_1 та \hat{P}_2 — те саме, від даху.

Відповідні поздовжні сили від тих самих навантажень:

$$N_{1i} = (n - i) P_1 + \hat{P}_1 - T_i; \quad (12.38)$$

$$N_{2i} = (n - i) P_2 + \hat{P}_2 + T_i. \quad (12.39)$$

Під дією вертикальних навантажень стіни будівель працюють на позацентрове стискання. Розрахунком перевіряють горизонтальні, вертикальні та похилі перерізи стін. Для панелей заввишки на поверх розрахунковими є горизонтальні перерізи по середині висоти поверху і в рівні перекриттів. Розрахункові вертикальні перерізи проходять уздовж вертикальних стиків панелей; їх перевіряють на зсувальні зусилля, а в гранях просівів — на поперечні сили. Вертикальні стики перевіряють на міцність, розкриття тріщин і взаємні зсуви панелей уздовж стику. Міцність горизонтальних, вертикальних, похилих та опорних перерізів стінових панелей перевіряють відповідно до норм [13] та вказівок [24].

Під дією горизонтальних (вітрових) навантажень стовпи вигинаються і намагаються переміститись один відносно одного. В'язі-перемички перешкоджають цим переміщенням і в місцях їх з'єднань із стовпами виникають поперечні сили та згинальні моменти. Поперечні сили в перемичках для стовпів є нормальними стискувальними або розтягувальними зусиллями, прикладеними в рівні кожної в'язі.

Сума цих поперечних сил у перемичках, розташованих вище від рівня i -го поверху, є нормальною силою T_i для стовпів у рівні i , прикладеною в їхньому центрі ваги. Для стовпів із одним рядом в'язей це зусилля

$$T_i = \varepsilon k_i / \gamma, \quad (12.40)$$

де

$$\varepsilon = \bar{q} H^2 L / (2 \Sigma E_b I)$$

при еквівалентному рівномірно розподіленому навантаженні від вітру з ординатою \hat{q} (див. п. 12.2);

$$\varepsilon = (\hat{q} - \alpha\hat{q}) H^2 L / (6 \Sigma E_b I)$$

при еквівалентному трапецуватому навантаженні від вітру з різницею верхньої і нижньої ординат $(\hat{q} - \alpha\hat{q})$.

Тут $\Sigma E_b I$ — сума згинальних жорсткостей стовпів; L — відстань між геометричними центрами перерізів; k_i — коефіцієнт, який можна визначити за графіками, наведеними у довідковій [36] та спеціальній [51] літературі.

Зусилля в рівні i відповідно в першому та другому стовпах

$$N_{1,i} = -T_i; \quad N_{2,i} = T_i; \quad (12.41)$$

$$M_{1(2),i} = (M_i^0 - T_i L) E_b I_{1(2)} / (\Sigma E_b I), \quad (12.42)$$

де M_i^0 — момент від вітрового навантаження в перерізі i .

Зсувальна сила у в'язях:

при $i = n$

$$V_i = T_i; \quad (12.43)$$

при $i < n$

$$V_i = T_i - T_{i+1}. \quad (12.44)$$

Період основного тону коливань при довжині вертикальних діафрагм у плані не більш як 0,2 висоти будівлі визначають за формулою

$$T_1 = 1,76 H^2 \sqrt{m / \Sigma E_b I_{red}}, \quad (12.45)$$

де m — маса одиниці висоти будівлі; $\Sigma E_b I_{red}$ — сума зведених згинних жорсткостей вертикальних діафрагм.

За знайденими зусиллями перевіряють ті самі перерізи, що й в розрахунку на вертикальні навантаження. Числові приклади розрахунку таких будівель наведено в [49].

12.3.3. Особливості розрахунку будівель із об'ємних блоків. Під час розрахунку будівель із об'ємних блоків визначають зусилля, що діють на окремі блоки і передаються в'язями від суміжних блоків у просторовій системі всієї будівлі та на навантаження, що безпосередньо передаються на них.

Якщо висота будівель перевищує 9 поверхів, їх слід розраховувати як просторові системи, що мають розрахункові схеми у вигляді системи призматичних стержнів, якими заміняють стовпи блоків, з'єднаних розподільними зв'язками, або як тонкостінні пластинчасті системи з прийнятими умовно жорсткими або піддатливими дисками перекриттів [27]. Такі просторові системи слід розраховувати на ЕОМ з використанням готових програм [26].

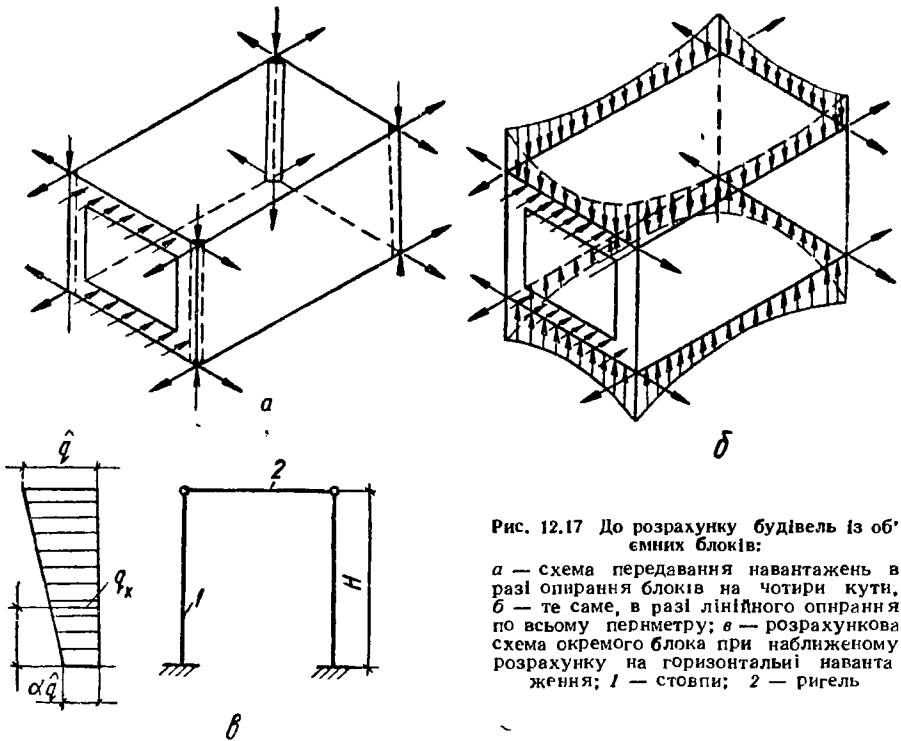


Рис. 12.17 До розрахунку будівель із об'ємних блоків:

a — схема передавання навантажень в разі опирання блоків на чотири кути, *б* — те саме, в разі лінійного опирання по всьому периметру; *в* — розрахункова схема окремого блока при наближеному розрахунку на горизонтальні навантаження; 1 — стовпи; 2 — ригель

У будівлях заввишки 5...9 поверхів при відсутності особливих умов (сейсмічність, осідання ґрунтів) можна обмежитися розрахунком окремих блоків. Окремі блоки розраховують на навантаження, що виникають на стадіях експлуатації, розпалублення, транспортування і монтажу. Розрахункова схема елементів окремого блока залежить від характеру передавання на них навантаження. Передавання навантаження несучими блоками може відбуватися по кутах при підсиленні їх вутами або ребрами (рис. 12.17, *a*) або бути лінійним по всьому периметру (рис. 12.17, *б*). Напружено-деформований стан блока під дією навантажень досить складний, і його найчастіше розраховують з використанням ЕОМ [27].

При варіантному проектуванні можливі спрощені розрахунки окремих блоків, коли вертикальні навантаження на блок визначають за вантажними площами, а горизонтальні — за розрахунковою схемою, яку наведено на рис. 12.17, *в*. При цьому розрахункова схема стовпів блоків має вигляд статично визначних консольних стержнів. Вертикальні навантаження вважають прикладеними до стін блока з ексцентриситетами відносно головних осей плану блока. Тоді згинальні моменти

$$M_x = Pe_x; \quad M_y = Pe_y, \quad (12.46)$$

де P — рівнодійна всіх вертикальних сил одного поверху; e_x та e_y — ексцентриситети прикладання рівнодійної вертикальних навантажень відносно головних осей плану блока,

Для блоків, опертих по кутах, наближене значення зусилля, що діє на верхній вузол блока, визначають за формулєю

$$P = 0,25k (G_1 n + \psi_n v n + G_2 + S) + G_W, \quad (12.47)$$

де k — коефіцієнт, який враховує можливість нерівномірного опирання; для будівель заввишки до 9 поверхів приймають $k = 1,2$; G_1 — постійне навантаження від одного блока верхніх поверхів; n — кількість вищерозташованих поверхів у будівлі; ψ_n — коефіцієнт сполучення для тимчасового навантаження, який приймають за нормами [14]; v — тимчасове навантаження на підлогу об'ємного блока; G_2 — постійне навантаження від покрівлі над одним блоком; S — снігове навантаження на покритті над одним блоком; $G_W = bh^2q/4l$ — вертикальна складова вітрового навантаження, тут b — ширина блока; h — висота вищерозміщеної частини будівлі; \hat{q} — навантаження при трапецуватій епюрі (рис. 12.14, а).

Опорні вузли блоків, що опираються по кутах, перевіряють на місцеве стискання [36, 51]. Ребро блока розраховують на позацентрове стискання і в його розрахунковий переріз вводять ділянки прилеглих стін, що дорівнюють шести її товщинам. Розрахункову довжину ребра приймають 0,7 висоти блока. Крім того, в разі розрахунку за несучою здатністю, тріщиностійкістю та деформаціями в стадіях транспортування і монтажу необхідно перевіряти блок на зависання кута [24]. Блоки з кутовим спиранням не слід застосовувати в будівлях великої поверховості.

Блоки, що опираються по периметру (рис. 12.17, б), можна наближено розраховувати як Т-подібні рами завширшки 1 см, вирізані в поперечному і поздовжньому напрямках і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням по ригелях та зосередженими силами у вузлах, які діють із ексцентриситетами. При цьому просторовість блока наближено враховують при визначенні розрахункових довжин і критичних навантажень. Несучу здатність об'ємних блоків перевіряють в опорному (горизонтальному стику) і проміжному перерізах по висоті стіни у середній її третині.

Плити стелі блоків типу «ковпак» розраховують як оперті по контуру на постійне навантаження від їх ваги і тимчасове у вигляді зосередженого вантажу, який дорівнює 2 кН, прикладеного в центрі плити (імітує вагу двох робітників-монтажників). Пливу підлоги розраховують як кесонну панель з вільним опиранням на чотири сторони, якщо відстань між почіпками плити до стін по їх периметру не перевищує 1,2 м.

Приклади розрахунку блоків наведено в нормативній [27] літературі.

12.4. Перекриття багатоповерхових будівель

12.4.1. 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. 12.18). В разі опирання тільки на дві (рис. 12.18, а), а також на чотири (рис. 12.18, 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. 12.18, 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. 12, 18, 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. 12.18, д).

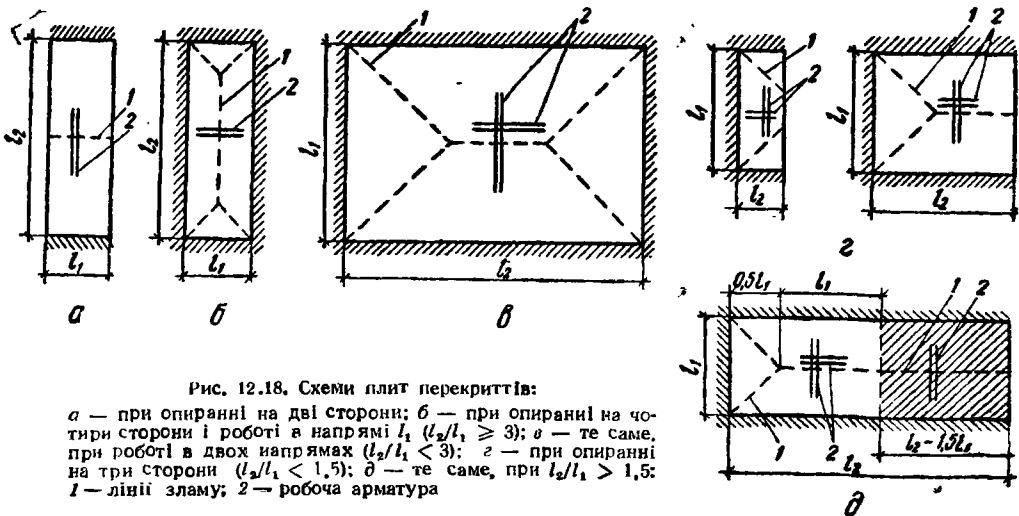


Рис. 12.18. Схеми плит перекриттів:

а — 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 (рис. 12.1). Такі перекриття бувають монолітними, збірними та збірно-монолітними. До безбалкових належать і перекриття в будівлях, що зводяться методом піднімання перекриттів або поверхів.

12.4.2. Монолітні ребристі перекриття з балковими плитами. Такі перекриття складаються з монолітно зв'язаних плит, другорядних та головних балок (рис. 12.19, а). Вони економічні щодо витрати бетону та сталі. Головні балки можуть розташовуватись упоперек (рис. 12.19, б) або уздовж (рис. 12.19, в) будівлі. Напрямок головних балок приймають залежно від призначення будівлі, необхідної освітленості, просторової жорсткості, умов технології виробництва. В разі розташування головних балок упоперек будівлі збільшується її жорсткість і поліпшується освітленість. Коли головні балки спрямовані уздовж будівлі, можна мати більше вирішень. Тому поздовжнє спрямування головних балок застосовують частіше в цивільних будівлях.

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 v 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 $h \leq 60$ см приймають кратною 5 см, а при $h > 60$ 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. При прольотах головної балки до 6 м у середині кожного з них допускається розміщати одну другорядну балку. У виробничих будівлях другорядні балки найчастіше розташовують у третинах прольотів головних балок (рис. 12.19).

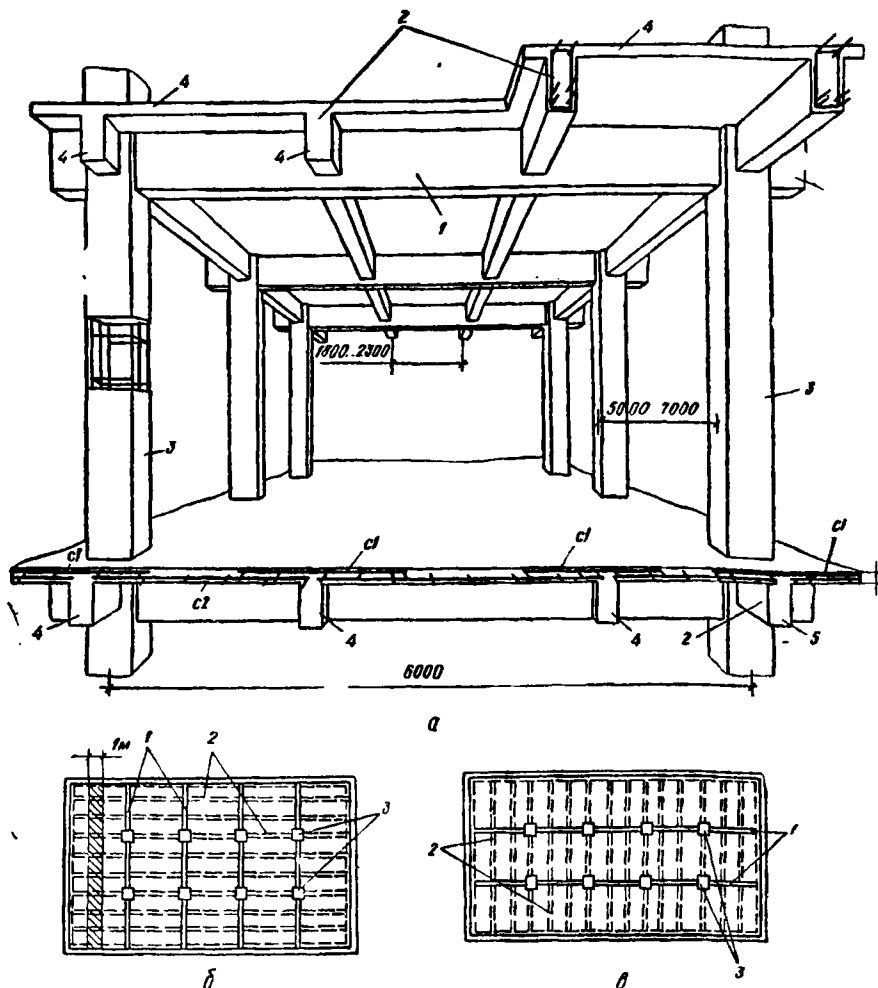


Рис. 12.19. Монолітне ребристе перекриття з балковними плитами:

a — 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

Якщо тимчасове навантаження $v \leq 3 \text{ кН/м}^2$, прольоти головних балок приймають максимальними і в кожному з них розміщують, як правило, по три другорядні балки.

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.

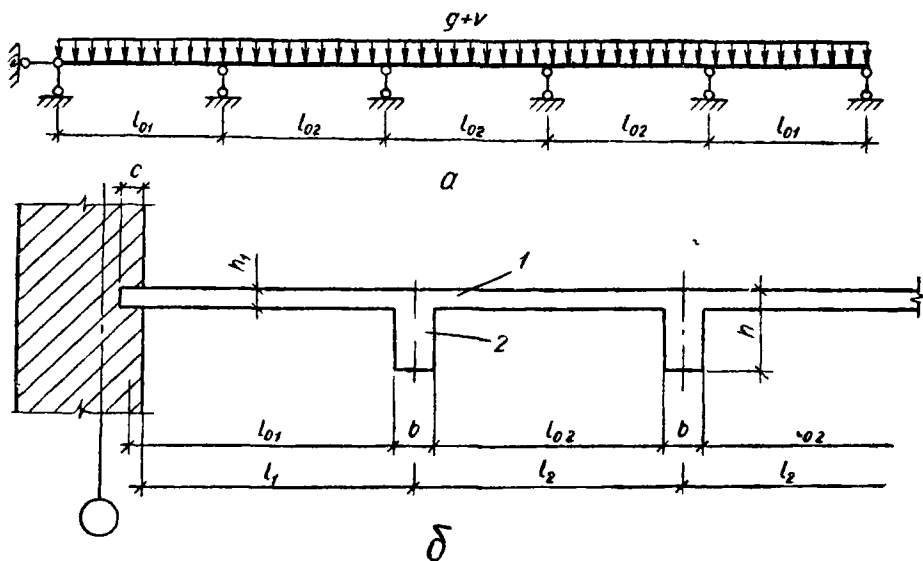


Рис. 12.20. До розрахунку плити:

a — розрахункова схема; *b* — розрахункові прольоти; 1 — плита; 2 — другорядна балка

Розрахунок і конструювання плит. Під час розрахунку плити розглядають її смугу завширшки 1 м з опорами на другорядних балках. Пливу розраховують як нерозрізну багатопрольотну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 12.20). Коли число прольотів більше від п'яти, плити розраховують як п'ятипрольотні.

Розрахункові прольоти плити (рис. 12.20) приймають:

$$l_{02} = l_2 - b; \quad (12.48)$$

$$l_{01} = l_1 - b/2 + h_1/2. \quad (12.49)$$

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* (див. розд. 2), 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. 12.21, *a*).

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, однопрольотна балка з затиснутими опорами, що має дві зайві в'язі, руйнується при утворенні пластичних шарнір-

рів у прольоті і на обох опорах (рис. 12.21, 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. 12.21, 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. 12.21, г). Поява третього пластичного шарніра в прольоті зі збільшенням навантаження спричиняє руйнування системи. Прольотний момент визначають як суму моментів M_1 , M_2 та M_3 . Півсума опорних моментів M_1 та M_{II} , плюс момент у середині прольоту завжди дорівнюють прольотному моменту M_0 однопрольотної балки. Це обчислюють статичним або кінематичним способом. Так, при статичному способі

$$M_1 = M_0 - 0,5(M_1 + M_{II}), \quad (12.50)$$

звідси умова рівноваги

$$M_1 + 0,5(M_1 + M_{II}) = M_0 = \frac{(g+v)l_0^2}{8}. \quad (12.51)$$

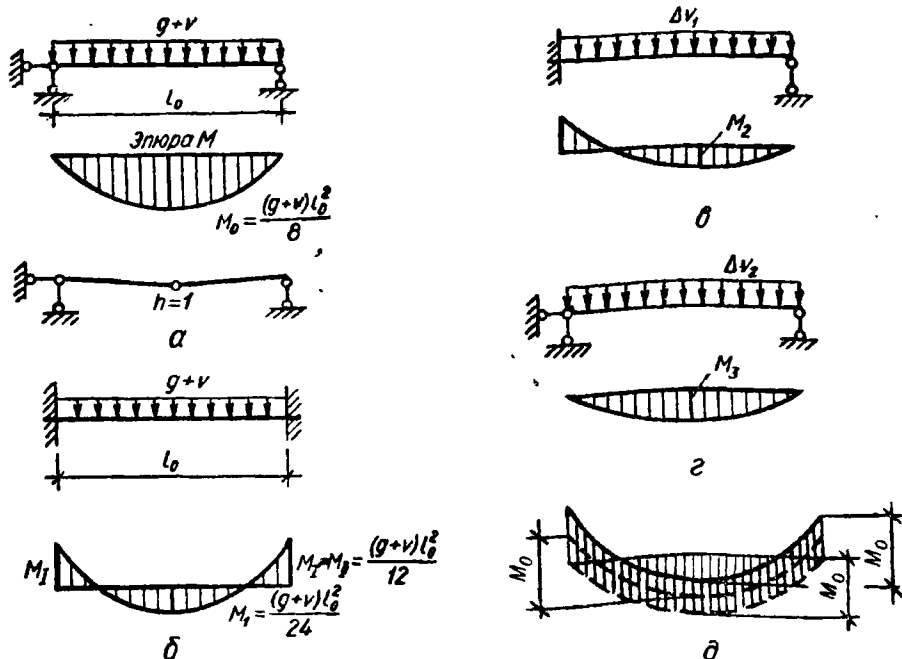


Рис. 12.21. Перерозподіл моментів унаслідок появи пластичних шарнірів: а — статично визначна балка; б — статично невизначна балка; в та г — перерозподіл моментів у статично невизначній балці в разі появи пластичних шарнірів; д — можливі схеми перерозподілу моментів у опорних та прольотних перерізах

При кінематичному способі прирівнюють віртуальні роботи зовнішніх та внутрішніх зусиль і доходять тієї самої умови рівноваги. З цієї умови випливає, що несуча здатність статично невизначної 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. 12.21, *д*), що впливає з додержання наведеної вище умови рівноваги.

Значення згинальних моментів змінюють (перерозподіляють) у межах, що не спричиняють надмірного розкриття тріщин, це виконують накладанням на епюру моментів додаткової трикутної епюри (див. розрахунок головної балки).

При рівномоментній схемі $M_1 = M_I = M_{II}$.

Тоді

$$M_0 = M_I + M_I = 2M,$$

звідси з урахуванням (12.51)

$$M = (g + v) l_0^2 / 16. \quad (12.52)$$

Коли система вільно опирається на крайні опори, згинальні моменти на них $M = 0$, а максимальні прольотні моменти будуть на відстані $0,425l$ від крайніх опор. Тоді

$$M_0 = M_I + 0,425M_I. \quad (12.53)$$

Для однопрольотної балки в перерізі $x = 0,425l_0$

$$M_0 = (g + v) x (l_0 - x/2) = 0,123 (g + v) l_0^2,$$

звідси

$$M_I = M_0 - 0,425M_I = 0,123 (g + v) l_0^2 - 0,425M_I.$$

При $M = M_{II} = M_I$

$$M = \frac{(g + v) l_0^2}{11,6}.$$

Згинальний момент у першому прольоті і на першій проміжній опорі при безперервному армуванні зварними рулонними сітками (див. рис. 4.2, *з*) приймають рівним (з похибкою не більш як 5 %):

$$M_I = M_{II} = \pm (g + v) l_0^2 / 11. \quad (12.54)$$

При роздільному армуванні плит плоскими сітками або в'язаною арматурою момент на першій проміжній опорі

$$M_{II} = - (g + v) l_0^2 / 14, \quad (12.55)$$

а максимальний згинальний момент у першому прольоті

$$M_1 = (g + v) l_0^2 / 11. \quad (12.56)$$

У плитах, обрамлених по всьому контуру балками, згинальні моменти в середніх прольотах і на середніх опорах внаслідок виникнення розпору зменшуються на 20 %.

На поперечні сили плити не розраховують, оскільки завжди додержується умова (5.14).

Після визначення згинальних моментів у першому прольоті за формулою (12.54), на першій проміжній опорі — за формулами (12.54) або (12.55) залежно від виду армування, а в середніх прольотах та на опорах за рівнянням (12.52) починають розрахунок міцності нормальних перерізів. Попередньо визначають потрібну робочу висоту h_0 перерізу за максимальним згинальним моментом.

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 відповідно до розд 4.

Плити конструюють відповідно до загальних принципів армування елементів, що працюють на згинання, які наведено в п. 4.1, і вимог норм [29].

Плити найчастіше армують зварними сітками з поздовжньою або поперечною робочою арматурою. В'язані сітки застосовують, якщо плити мають складну форму, в них є неупорядковані 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. Плити завширшки до 3 м і завдовжки до 6 м, завтовшки >100 мм рекомендується армувати суцільними плоскими зварними сітками з поперечною робочою арматурою діаметром до 10 мм. Якщо діаметр робочої арматури дорівнює 6 мм і більше, плити можна армувати плоскими вузькими зварними сітками. Надпорна арматура в цьому випадку може застосовуватись у вигляді двох сіток зі зсувом однієї на $0,25l$, а другої на $0,15l$ (де l — проліт у просвіті) (рис. 4.2, δ). Можна застосовувати і одну сітку. У цьому разі її заводять у кожен бік на $0,25l$. Ширину сітки в прольоті приймають на 20 мм більше від прольоту плити у просвіті.

У крайньому прольоті і над першою проміжною опорою, де діють більші згинальні моменти, порівняно із середніми опорами та прольотами, можна укласти по дві сітки або по одній сітці з додатковими стержнями, прив'язаними до неї.

Плити завтовшки до 100 мм з робочою арматурою діаметром до 5 мм у середніх прольотах і на опорах можна армувати зварними

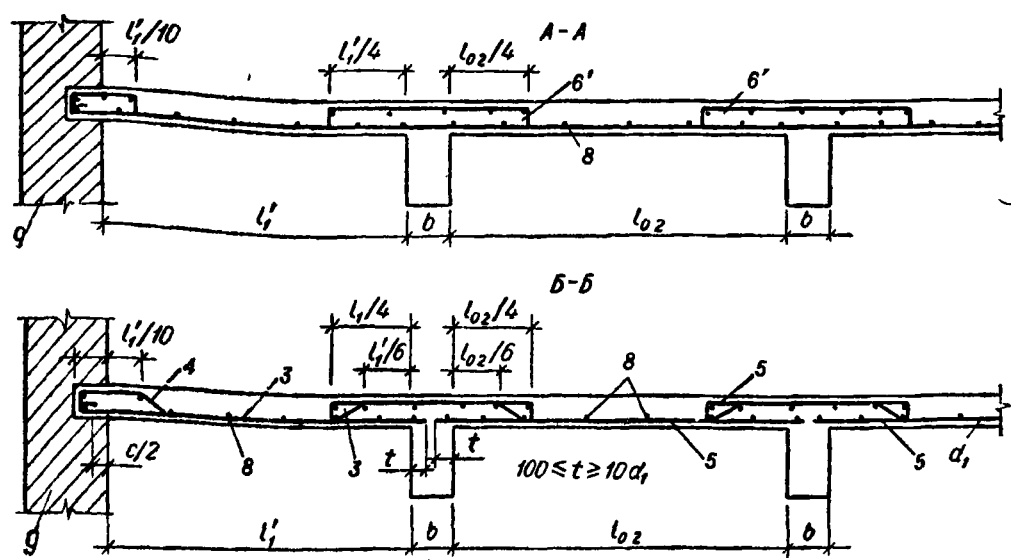
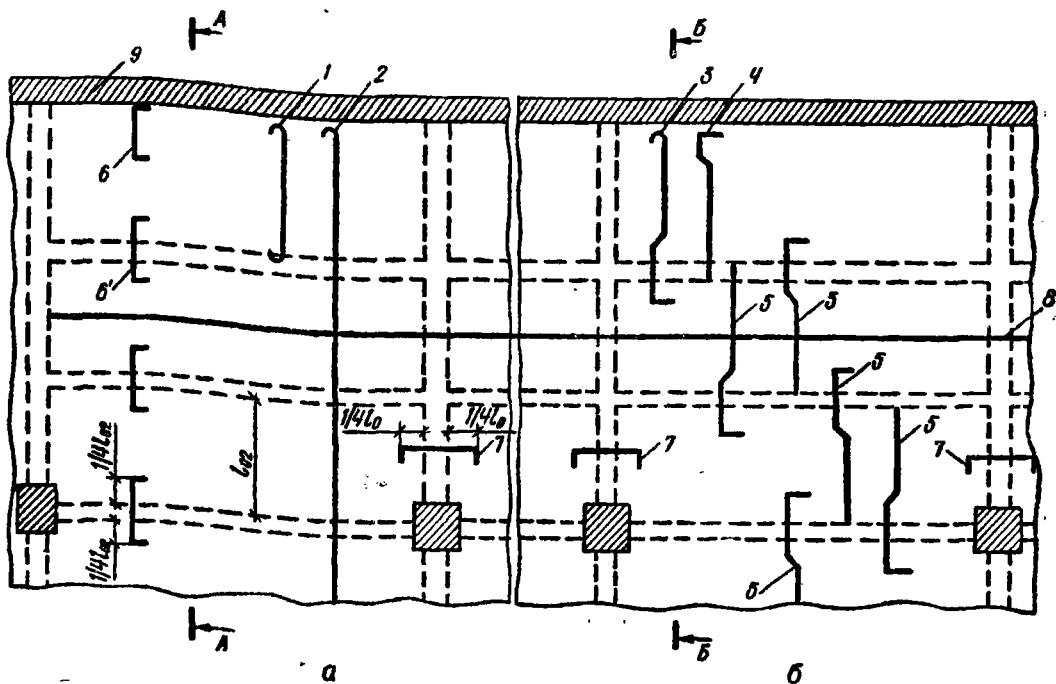


Рис. 12.22: Армування плити:

а — схема перекриття, армувана в'язаними сітками без відгинів при $h \leq 120$ мм; б — те саме, з відгинями при $h > 120$ мм; 1...6' — робоча арматура; 7 — конструктивна надопорна арматура; 8 — розподільна арматура; 9 — стіна

рулонними сітками з поздовжньою робочою арматурою. У цьому випадку сітки розкочують упоперек другорядних балок і укладають у прольотах по низу плити, а над опорами переводять у верхні зони плит (рис. 4.2, з). Відгини сіток у верхню зону роблять на відстані $1/4$ прольоту у просвіті. Основну сітку, яку розкочують по всіх прольотах і над усіма опорами, добирають за перерізом арматури, потрібним у середніх прольотах плити.

У крайніх прольотах і над першою проміжною опорою, де потрібно звичайно більше арматури, якщо площа перерізу основної сітки недостатня, укладають додаткову сітку (рис. 4.2, з) або до основної сітки прив'язують окремі стержні, які заводять за першу проміжну опору у другий проліт на $1/4$ прольоту плити в просвіті.

В разі армування плит завтовшки 120 мм і менше в'язаними сітками на 1 м ширини плити укладають не менш як 5 і не більш як 14 робочих стержнів без відгинів, які доводять до опор, а над опорами укладають окремі стержні. Таке армування називають *роздільним* (рис. 12.22, а). При цьому нижні прольотні робочі стержні рекомендується приймати наскрізними через кілька прольотів, а в крайніх прольотах в разі потреби укладати додаткові стержні (рис. 12.22, а, 1).

У плитах завтовшки понад 120 мм з метою економії арматури застосовують стержні з відгинами (*безперервне армування*). В усіх місцях перегинів робочих стержнів укладають розподільні стержні (рис. 12.22, б). Поблизу опор стержні з відгинами переводять у верхню зону на відстань $1/10l_1$ від грані першої вільної опори і на відстань $1/6l_1$ від проміжних опор, де l_1 — проліт у просвіті.

Перпендикулярно до робочої арматури спрямована розподільна, площу перерізу якої на одиницю ширини плити призначають конструктивно не менш як 2 % перерізу робочої арматури. Діаметр цієї арматури приймають у межах 3...8 мм, а крок — не більш як 500 мм. Крім того, над головними балками встановлюють конструктивну надопорну арматуру в неробочому напрямі у кількості не менш як $1/3$ найбільшого перерізу робочої арматури в прольоті. Ці стержні заводять на $1/4$ прилеглих прольотів плити у просвіті (рис. 12.22, а та б, 7).

Розрахунок і конструювання другорядних балок. Розрахункова схема аналогічна до розрахункової схеми плити (рис. 12.23, а). Навантаження на другорядні балки збирають зі смуги, що дорівнює кроку балок (рис. 12.23, б), і складається з навантаження від плити та власної ваги другорядних балок.

Другорядні балки розраховують як рівнопрольотні нерозрізні системи (якщо їхні прольоти відрізняються не більш як на 10 %), навантажені рівномірно розподіленим навантаженням.

Якщо число прольотів перевищує п'ять, балки розраховують як п'ятипрольотні.

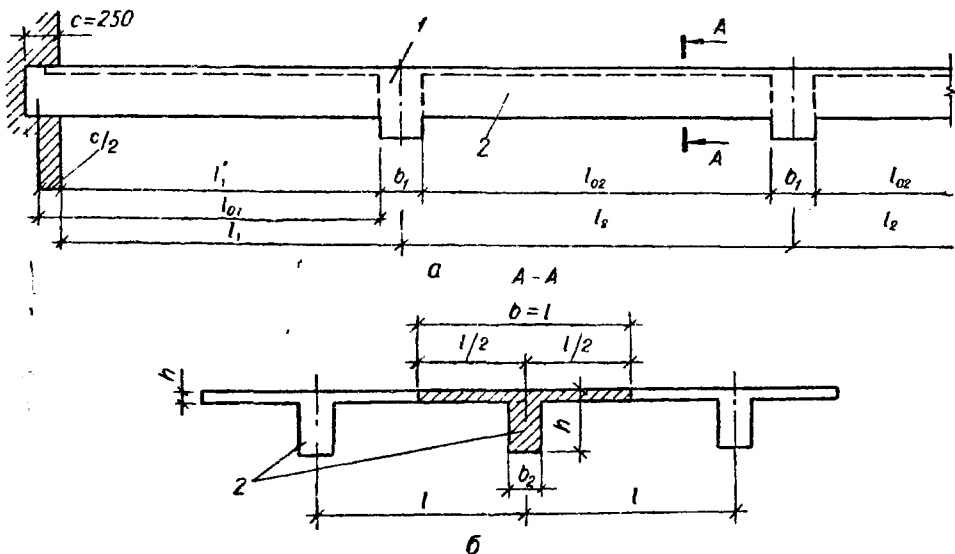


Рис. 12.23. До розрахунку другорядних балок:

a — розрахункова схема; *б* — розрахункові прольоти і розрахункова смуга, з якої збирають навантаження на другорядну балку; 1 — головна балка; 2 — другорядні балки

Розрахункові прольоти для другорядних балок (рис. 12.23) приймають:

$$l_{02} = l_2 - b_1; \quad (12.57)$$

$$l_{01} = l_1 - b_1/2 + c/2. \quad (12.58)$$

Максимальні значення згинальних моментів у перерізах другорядних балок визначають із залежностей (12.52), (12.54) та (12.55).

При визначенні згинального моменту на першій проміжній опорі із залежності (12.55) за l_0 приймають більший з прилеглих прольотів або їхню півсуму.

Коли потрібно побудувати обвідну епюру моментів для другорядної балки, ординати її обчислюють за формулою

$$M = \beta (g + v) l_0^2, \quad (12.59)$$

де коефіцієнти β залежно від співвідношення v/g приймають за табл. 12.3 та рис. 12.24.

Розрахункові поперечні сили для другорядних балок визначають із залежностей

$$Q_I = 0,4 (g + v) l_{0,1}; \quad (12.60)$$

$$Q_{II} = 0,6 (g + v) l_{0,1}; \quad (12.61)$$

$$Q_{III} = Q_{III} = Q'_{III} = 0,5 (g + v) l_{0,2}. \quad (12.62)$$

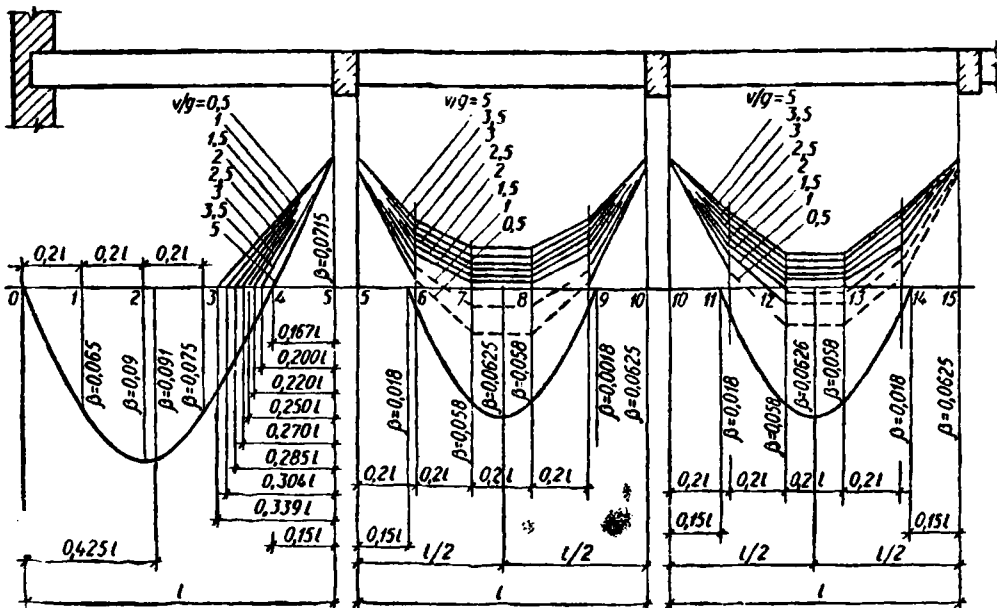


Рис. 12.24. Епюри розрахункових моментів для розрахунку рівнопрольотних нерозрізних другорядних балок

Визначивши зусилля, розраховують міцності нормальних перерізів. Для цього попередньо визначають робочу висоту перерізу h_0 за максимальним опорним згинальним моментом M за формулою (4.20) і рекомендаціями п. 4.1 як для елемента прямокутного профілю.

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. При 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 (див. 4.6), а на опорах — як прямокутні, оскільки плита в цьому разі перебуває в розтягнутій зоні і в розрахунку її до уваги не беруть.

Площу перерізу поздовжньої арматури обчислюють відповідно до вказівок розд. 4, а поперечної арматури — розд. 5.

Другорядні балки конструюють відповідно до загальних правил армування елементів, що працюють на згинання, і вказівок розд. 4. Армують їх зварними або в'язаними каркасами відповідно до епюр згинальних моментів і поперечних сил.

В разі армування балок у прольотах зварними каркасами (рис. 4.4) останні доводять до опор елемента і з'єднують з каркасами подальшого прольоту стиковими стержнями діаметром $d_1 \geq 1/2d$ (d — діаметр робочих стержнів) і не менш як 10 мм. Ці стержні заводять від

Таблиця 12.3. Залежність коефіцієнта β від відношення v/g

v/g	Значення β в точках														
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,003	-0,0625			
1	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,013	-0,0625			
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	± 0	-0,02	-0,0625	-0,019	+0,003	+0,004	-0,019	-0,019	-0,0625			
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,004	-0,003	-0,023	-0,023	-0,0625			
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,025	-0,0625			
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,028	-0,0625			
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,029	-0,0625			
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	-0,03	-0,0625			
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,032	-0,0625			
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,033	-0,0625			

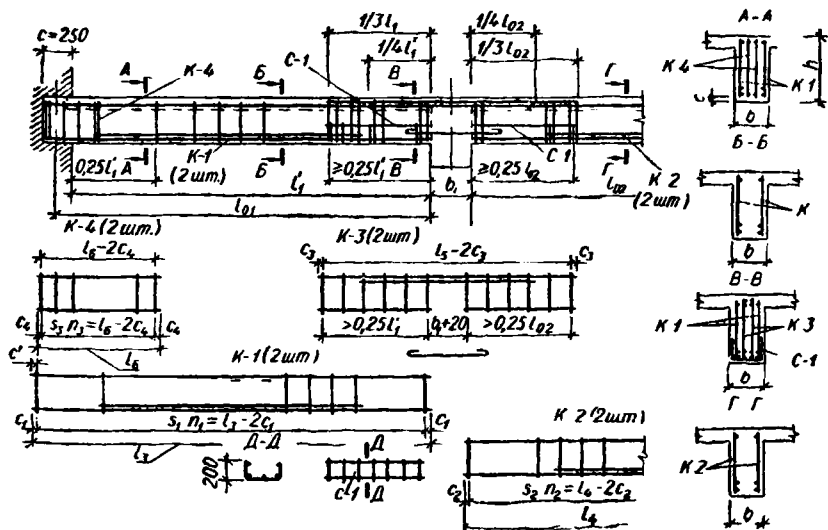


Рис. 12.25. Армування другорядних балок зварними каркасами в прольотах і на опорах:
1...4 — розміри стержнів

грані балки в кожний проліт на довжину не менш як $15d$, при арматурі періодичного профілю, а при гладкій арматурі — на $15d_1 + s + 50$ мм.

Якщо на опорі потрібна стиснута арматура, переріз стикових стержнів призначають із розрахунку і заводять їх за грань опори в проліт на довжину стику ($l_{ан}$) унапусток для стиснутих стержнів відповідно до нормативних вимог [19].

Щоб забезпечити стійкість стиснутих стержнів, крім поперечних стержнів каркасів із тим самим кроком, встановлюють горизонтальні стержні або коритувати сітки (рис. 12.25).

У робочих кресленнях залізобетонних конструкцій конфігурація окремих каркасів та їхні розміри наводяться в специфікаціях арматури.

На опорах другорядні балки можна армувати зварними сітками з поперечною чи поздовжньою робочою арматурою.

Варіант армування над опорами другорядних балок широкими зварними сітками з поперечною робочою арматурою наведено на рис. 4.4, з. Якщо сіток дві, то їх змішують одну відносно іншої. При цьому якщо тимчасове навантаження $v \leq 3g$ (не перевищує трьох постійних), то сітки обривають за розрахунком. Конструктивно одну сітку обривають на відстані $1/3$ прольоту в просвіті від грані опори, а другу — на $1/4$ тієї самої відстані.

Довжини сіток над усіма опорами рекомендується приймати однаковими за більшим прольотом, якщо прольоти відрізняються не більш як на 10 %. В разі армування усіх опор сіткою однієї марки на першій проміжній опорі в межах ребра балки ставлять додаткові стержні.

У цьому випадку сітки розкочують уздовж головних балок. Сітки з поздовжньою робочою арматурою розкочують уперек головних балок. Опорні ділянки балок можна також армувати зварними сідлуватими каркасами (рис. 12.25). Таке армування доцільне при великих значеннях тимчасових навантажень і значних прольотах балки. Арматуру плити укладають над опорними сітками балок.

Для економічності армування частину стержнів обривають. Місця обривів опорних і частини прольотних стержнів визначають за епюрою матеріалів. У прольотах обривають, як правило, не більш як половину поздовжніх робочих стержнів. Ординати епюри матеріалів обчислюють за формулою (4.19).

Теоретично точку обриву стержнів визначають графічно в місці перетину обвідної епюри згинальних моментів і ординати M , відкладеної у тому самому масштабі, що й епюра моментів. Обірвані стержні заводять за точку теоретичного обриву на довжину ω , яку визначають із формули (5.76).

Діаметр і крок поперечних стержнів визначають розрахунком відповідно до конструктивних вимог (п. 5.3.2).

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.

Тимчасове навантаження подають у вигляді зосередженої сили і збирають також із ділянки між другорядними балками. Розрахункову схему наведено на рис. 12.26.

Розрахункові прольоти приймають

$$l_{02} = l_2; \quad l_{01} = l_1 + c/2. \quad (12.63)$$

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

$$M = (\alpha G + \beta V) l_0^2; \quad (12.64)$$

$$Q = (\gamma G + \delta V) l_0, \quad (12.65)$$

де коефіцієнти α , β , γ та δ приймають за таблицями [35, 38] залежно від схеми завантаження балки тимчасовим навантаженням. Пластичні деформації враховують способом перерозподілу згинальних моментів між опорними та прольотними перерізами накладанням на епюру моментів додаткових трикутних епюр (рис. 12.27).

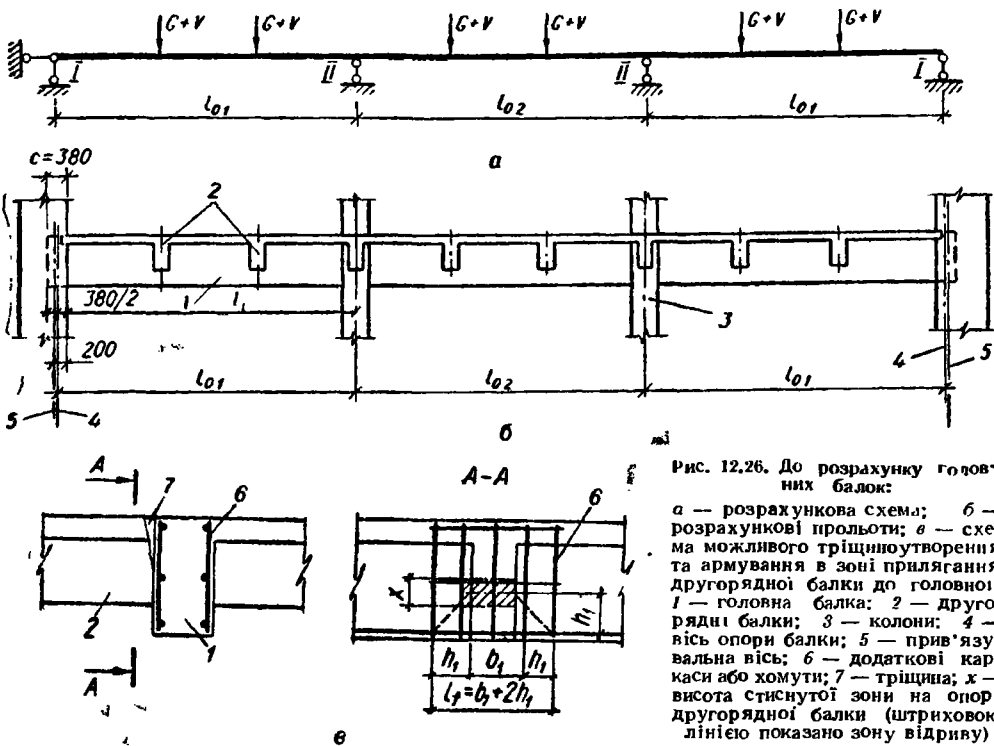


Рис. 12.26. До розрахунку головних балок:
 а — розрахункова схема; б — розрахункові прольоти; в — схема можливого тріщиноутворення та армування в зоні прилягання другорядної балки до головної; 1 — головна балка; 2 — другорядні балки; 3 — колони; 4 — вісь опори балки; 5 — прив'язувальна вісь; 6 — додаткові каркasi або хомути; 7 — тріщина; х — висота стиснутої зони на опорі другорядної балки (штриховою лінією показано зону відриву)

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.

Після побудови вирівняної обвідної епюри визначають моменти M'_0 біля граней опор

$$M'_0 = M_0 - Qh/2, \quad (12.66)$$

де M_0 — момент по осі опори; Q — перерізувальна сила на даній опорі, яка за абсолютним значенням менша в розглядуваному завантажуванні; h — сторона перерізу колони в площині дії моменту.

Після визначення зусиль розраховують міцність нормальних перерізів у послідовності, аналогічній до розрахунку другорядної балки. При попередньому визначенні величини h_0 використовують значення M_0 , формулу (4.20) та рекомендації п. 4.5.1.

Площу перерізу робочої поздовжньої арматури визначають за максимальними моментами в першому та середніх прольотах і за опорними

ми моментами на першій проміжній та середніх опорах. Площу перерізу поздовжньої робочої арматури обчислюють у прольотах як для таврових, а на опорах — як для прямокутних (див. п.н. 4.5 та 4.6) профілів.

Поперечну арматуру головних балок визначають відповідно до вказівок розд. 5.

Головні балки конструюють в основному так само, як і другорядні.

В разі армування головних балок зварними каркасами прольотну і опорну арматуру виконують у вигляді окремих плоских каркасів (рис. 12.28). Якщо ширина ребра балки 300 мм і більше, встановлювати відігнуті стержні у зварних каркасах не рекомендується. 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. 12.26, в).

Розрахунок на відрив виконують із умови

$$F(1 - h_s/h_0) \leq \Sigma R_{sw} A_{sw}, \quad (12.67)$$

де F — відривне зусилля; h_s — відстань від центра ваги стиснуто

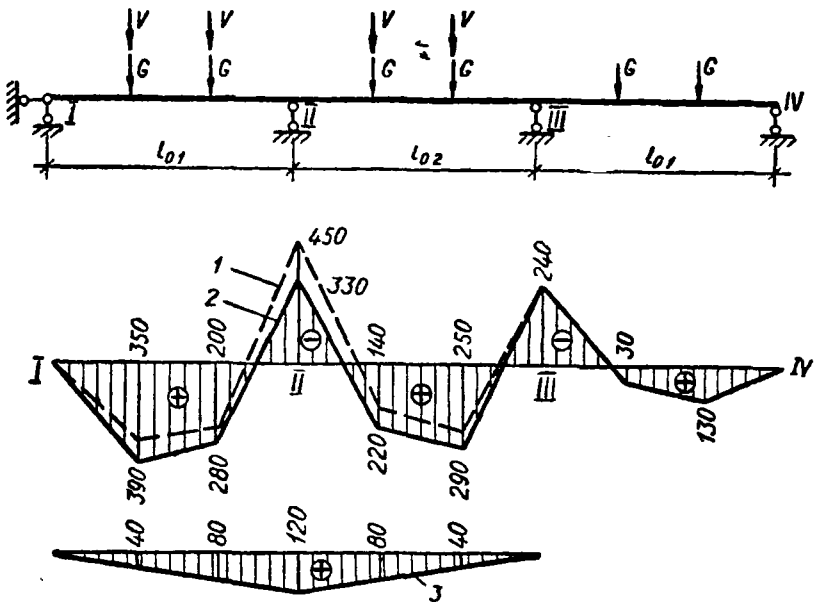


Рис. 12.27. Перерозподія згинальних моментів головної балки накладанням додаткової трикутної епюри моментів:

1 — епюра моментів до перерозподілу; 2 — те саме, після перерозподілу; 3 — додаткова трикутна епюра моментів

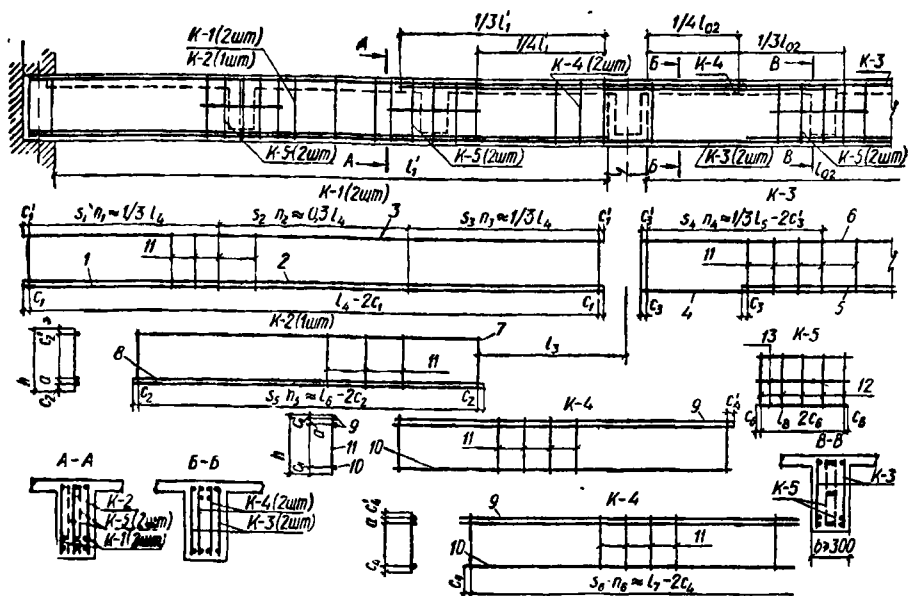


Рис. 12.28. Армування головних балок зварними каркасами:
1...13 — номери стержнів

зони другорядної балки до центра ваги робочої арматури головної балки; A_{sw} — площа додаткової поперечної арматури (сіток чи хомутів та почіпок). Довжина зони відриву $a = 2h_s + b$.

При армуванні головної балки зварними каркасами у цій зоні, як правило, встановлюють дві сітки (рис. 12.28), а в разі застосування в'язаних каркасів — хомути, розміщені по боках проміжних другорядних балок (рис. 12.29).

Коли головні балки армують в'язаними каркасами, поздовжні стержні розміщують в один або два ряди. «Утки» (стержні з двома похилими ділянками) можна ставити у третьому ряді, коли їх не менше двох. При тимчасових навантаженнях на перекриття 30 кН/м^2 і менше ставлять відкриті хомути. Кожний хомут має охоплювати в одному ряду не більш як п'ять розтягнутих і не більш як три стиснутих стержні.

У місцях перетину балок або балок із колонами поперечних стержнів (хомутів) не ставлять. Перший від опори хомут розміщують на відстані 50 мм від грані опори. Відігнута арматура утворюється з відігнів нижніх стержнів. Якщо площа відігнутої арматури з умови міцності похилого перерізу недостатня, то біля опор встановлюють «утки», а в місцях прилягання другорядних балок — почіпки. Застосовувати плаваючі стержні (з однією похилою ділянкою) не допускається.

Відгини найчастіше розташовують симетрично відносно вертикальної осі балки. При ширині балки 300...400 мм у першій від опори площині відгинають не менш як два стержні, а в подальших допускається відгинаги по одному стержню. Якщо відгинають один стержень, то його розміщують по осі симетрії перерізу або якнайближче до неї. Коли ширина балки перевищує 400 мм, у кожній площині відгинають не менш як два стержні. Відігнуті стержні розташовують на відстані не менш як $2d$ від бічних граней балки. В головних балках відігнуті стержні розміщують рівномірно на ділянках від опор до найближчої другорядної балки. Потрібну площу відігнутих стержнів визначають розрахунком за Q . Відстань між кінцем попереднього стержня і початком подальшого відгину має не перевищувати s_{\max} .

Армування головної балки в'язаними каркасами показано на рис. 12.29.

Загальний вигляд епюри матеріалів головної балки, армованої зварними каркасами, наведено на рис. 12.30.

Принципи побудови епюри матеріалів і посилання на формули для обчислення її ординат наведено у розділі розрахунку і конструювання другорядних балок.

12.4.3. 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. 12.31, а, б, 1).

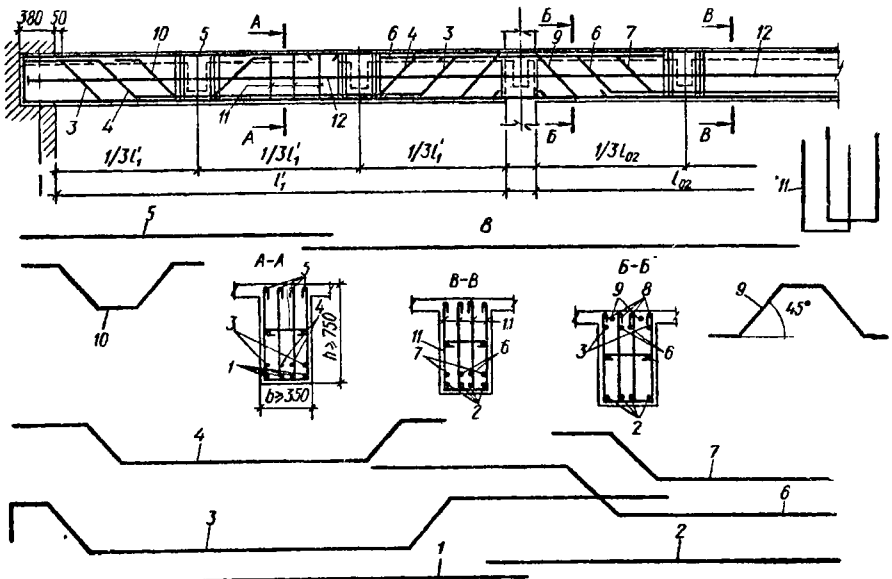


Рис. 12.29. Армування головної балки в'язаними каркасами:
1...12 — номери стержнів

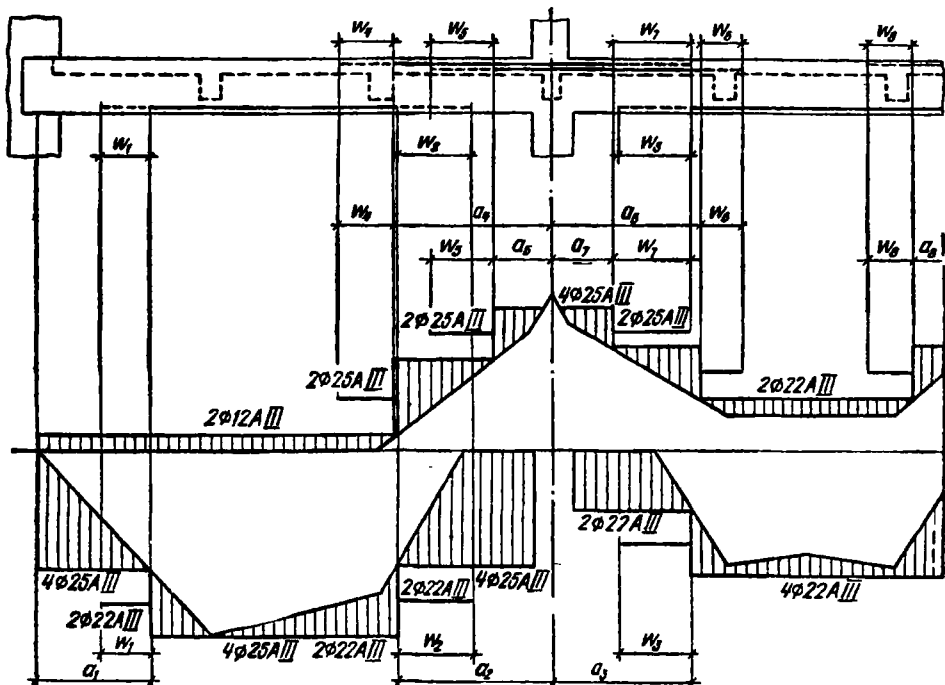


Рис. 12.30. Загальний вигляд епюри матеріалів для головної балки, армованої зварними каркасами

Плити, оперті по контуру (рис. 12.18), розраховують на згинання в двох напрямках. Їхні прольоти — 4...6 м, товщина — 8...14 см, але не менш як $1/50$ меншого прольоту.

Різновидом таких перекриттів є ке́сонні перекриття з прольотами 1,5...3 м, у яких колони або відсутні взагалі (рис. 12.31, б, II), або розміщені через кілька прольотів плити.

В результаті численних експериментальних досліджень встановлено характер руйнування плит, опертих по контуру, від дії рівномірно розподіленого навантаження. З'ясувалося, що на нижній поверхні плит тріщини спрямовані по бісектрисах кутів (рис. 12.31, в, III), а на верхній — при затискуванні плити, по контуру із заокругленням у кутах (рис. 12.31, 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

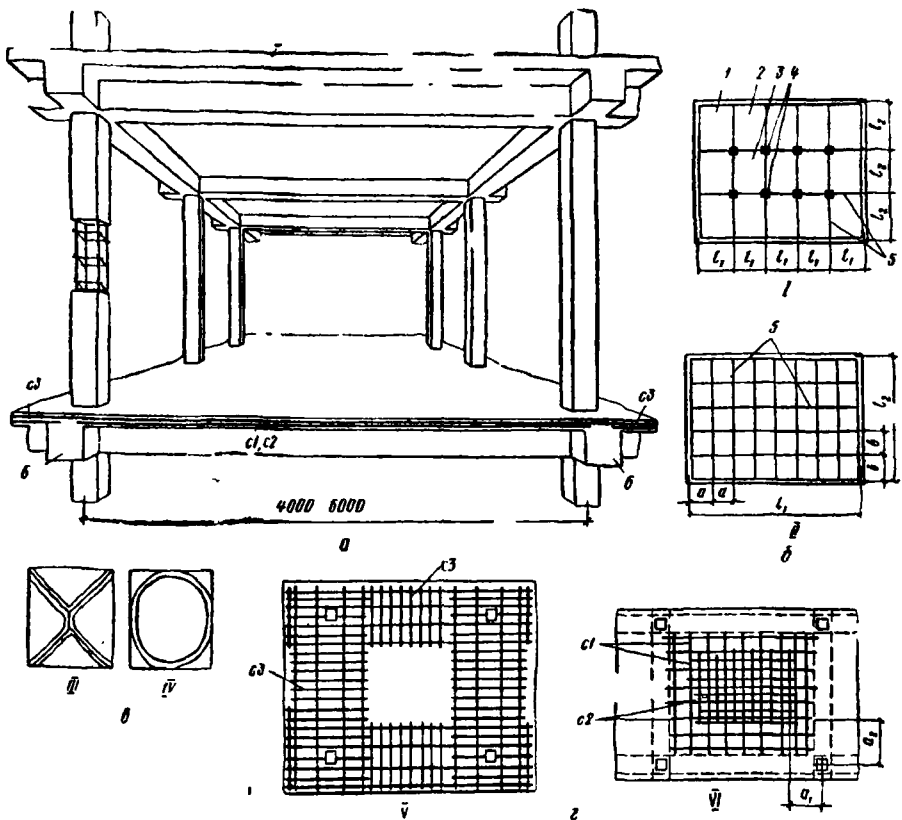


Рис. 12.31. Монолітне ребристе перекриття з плитами, які працюють у двох напрямках:
a — загальний вигляд; *б* — плани перекриттів; *в* — схеми руйнування плит; *г* — схеми армування плит; *1* — ребристе перекриття; *II* — кесонне перекриття; *III* — тріщини на нижній поверхні; *IV* — тріщини по верху плит; *V* — верхня опорна армуатура; *VI* — нижня прольотна армуатура; *1* — кутова панель; *2* — перша панель; *3* — середня панель; *4* — колони; *5* — контурні балки; *б* — армуатуру умовно не показано

робіт зовнішніх і внутрішніх сил. Пливу в момент руйнування розглядають як систему плоских ланок, з'єднаних пластичними шарнірами по лініях зламу (рис. 12.32). Панель плити в загальному випадку знає дії прольотних M_1 та M_2 і опорних моментів M_I , M'_I , M_{II} та M'_{II} .

Робота зовнішніх сил при рівномірно розподіленому навантаженні

$$\int_A^0 (g + v) y dA = (g + v) \int_A^0 y dA = (g + v) V, \quad (12.68)$$

де V — об'єм фігури, обмеженої початковою площиною і ланками плити в граничному стані (об'єм переміщень).

У розглядуваному випадку при $l_2 > l_1$

$$V = f \frac{l_1 (3l_2 - l_1)}{6}. \quad (12.69)$$

Робота внутрішніх зусиль (згинальних моментів) у шарнірах при рівномірному армуванні плити у двох напрямках

$$\Sigma M\varphi = (2\varphi m_1 + \varphi m_1 + \varphi m_1') l_2 + (2\varphi m_2 + \varphi m_{11} + \varphi m_{11}') l_1. \quad (12.70)$$

Приймають, що $\varphi = \text{tg } \varphi = 2f/l_1$ (де φ — кут повороту ланок; f — максимальний прогин плити).

Остаточо

$$\frac{(g + v) l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = (2m_1 + m_1 + m_1') + l_2 + (2m_2 + m_{11} + m_{11}') l_1, \quad (12.71)$$

де $m_1 = M_1/l_2$ та $m_2 = M_2/l_1$ — погонні (на одиницю довжини перерізу) прольотні моменти; $m_1 = M_1/l_2$; $m_1' = M_1'/l_2$; $m_{11} = M_{11}/l_1$ та $m_{11}' = M_{11}'/l_1$ — погонні опорні моменти (див. рис. 12.32).

Таким чином, формула (12.71) містить у загальному випадку шість невідомих згинальних моментів. Для розв'язання цієї задачі, як правило, задаються співвідношенням між моментами в межах, рекомендованих у табл. 12.4, так, щоб невідомим залишився тільки один момент m_1 . Для граней вільно опертої плити опорні моменти, які відповідають їм, дорівнюють нулю. При рівномірно розподіленому навантаженні g погонний згинальний момент m_1 , за яким добирають прольотну арматуру уздовж прольоту l_1 , визначають за формулами:

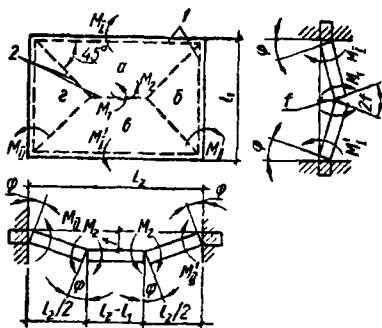


Рис. 12.32. До розрахунку плит, опертих по контуру, методом граничної рівноваги

а, а' — ланки, утворені лініями зламу; M_1 , M_2 — прольотні граничні згинальні моменти; M_{11} , M_{11}' — опорні граничні згинальні моменти; j — максимальний прогин; φ — кут повороту ланок; 1 та 2 — прольотні перерізи

Таблиця 12.4. Коефіцієнти ортотропії

Спосіб затискування плити	$\lambda = l_2/l_1$	$\psi = m_2/m_1$	$\psi_I = m_I/m_1$ $\psi_I' = m_I'/m_1$	$\psi_{II} = m_{II}/m_2$ $\psi_{II}' = m_{II}'/m_2$
---------------------------	---------------------	------------------	--	--

По контуру

1	1...0,9	1...2	1...2
1,2	0,8...0,6		
1,4	0,7...0,5		
1,6	0,5...0,3		
1,8	0,4...0,2		
2...3	0,2...0,15		

По трьох сторонах, один край вільний

0,7...1,5	0,3...0,1	1...2	1...2
-----------	-----------	-------	-------

для плити, затиснутої по контуру,

$$m_1 = \frac{gl_1^2}{12} \cdot \frac{3\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_1 + \psi'_1) + \psi(2 + \psi_{II} + \psi'_{II})}; \quad (12.72)$$

для плити, затиснутої з трьох сторін при одній вільній,

$$m_1 = \frac{gl_1^2}{24} \cdot \frac{6\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_1 + \psi'_1) + \psi(1 + \psi_{II})}, \quad (12.73)$$

де $\lambda = l_2/l_1$; ψ_1 ; ψ'_1 ; ψ_{II} та ψ'_{II} — коефіцієнти ортогтропії, що характеризують співвідношення прольотних та опорних згинальних моментів; приймаються за табл. 12.4.

Погонні моменти в інших перерізах плити:

$$m_2 = m_1\psi; \quad m_1 = m_1\psi_1; \quad m_{II} = m_2\psi_{II}; \quad m'_1 = m_1\psi'_1; \quad m'_{II} = m_2\psi'_{II}. \quad (12.74)$$

Найчастіше розрахунок таких плит починають із середніх панелей. Попередньо задаються товщиною плити у межах 8...14 см, але не менш як: при вільному оширанні — $(1/45)l_1$, при пружному замуруванні — $(1/50)l_1$. Розрахункові прольоти l_1 та l_2 при затискуванні призначають рівними відстані у просвіті між ребрами балок, а в разі вільного спирання — відстані від осі опори на стіні до грані ребра балки.

Переріз робочої арматури плит, опертих по контуру, добирають як для прямокутного профілю з одиночною арматурою (розділ 4).

Такі плити розраховують за граничними станами другої групи відповідно до вказівок нормативної літератури [13].

Плити армують переважно зварними сітками з дроту Вр-І або стержньової арматури класу А-ІІІ.

Якщо прольоти перевищують 2,5 м, застосовують роздільне армування. У прольотах знизу укладають плоскі зварні сітки з поздовжньою робочою арматурою (якщо їхня ширина недостатня, їх стикують робочим швом), а над опорами зверху — сітки з поперечною робочою арматурою (рис. 12.31, 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 $1/4l_1$ для панелей, які повністю або пружно замурувані по всьому опорному контуру, і $1/8l_1$ — для панелей, вільно опергих хоч з одного краю. У даному випадку l_1 — менший просвіт.

Плити, оперті по контуру, за розмірами сторін менш як 2,5 м і $l_2/l_1 > 1,5$ звичайно армують рулонними зварними сітками з поздовжньою і поперечною робочою арматурою. У середніх панелях в разі використання зварних сіток з поздовжньою робочою арматурою їх розкочують уздовж меншого прольоту; при цьому розподільна арма-

тура є робочою в напрямі більшого прольоту. По верху плити вздовж балок розкочують сітку з поперечною робочою арматурою, ширина якої дорівнює половині прольоту плити іншого напрямку.

При армуванні плит, опертих по контуру, в'язаними сітками для економії арматури їх ділять на три смуги в двох взаємно перпендикулярних напрямках: так, у прольоті l_1 крайні смуги приймають завширшки $(1/4) l_1$, а середню — $(1/2) l_1$.

У крайніх смугах обох прольотів площа перерізу арматури зменшується удвоє порівняно з розрахунковою, укладеною у паралельній їм середній смузі. Проте у крайніх смугах має бути не менш як три стержні на 1 м. Решту арматури відгинають і переводять у верхню зону плити. Стержні в напрямі короткої сторони укладають знизу. Прямі нижні стержні можуть бути безперервними на кілька прольотів.

Біля колон у двох напрямках укладають, як правило, додаткові стержні завдовжки $0,5l_1$. Площа перерізу цих стержнів дорівнює половині перерізу арматури, яку укладають у середній смузі плити.

Розрахунок і конструювання контурних балок. На контурні балки навантаження передається з вантажних площадок трикутної чи трапециподібної форми (рис. 12.33, а). 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

$$F_1 = \frac{(g + v) l_1^2}{2}; \quad (12.75)$$

при трапециподібному навантаженні

$$F_2 = \frac{(g + v) l_1 (2l_2 - l_1)}{2}. \quad (12.76)$$

Значення моментів від цього навантаження для балок, що вільно лежать, у напрямі l_1 або l_2 :

при трикутному навантаженні

$$M_0 = \frac{(g + v) l_1^3}{12}; \quad (12.77)$$

при трапециподібному навантаженні

$$M_0 = \frac{(g + v) (3l_2^2 - l_1^2) l_1}{24}. \quad (12.78)$$

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, $q_1 = g_1 + (g + v) b$.

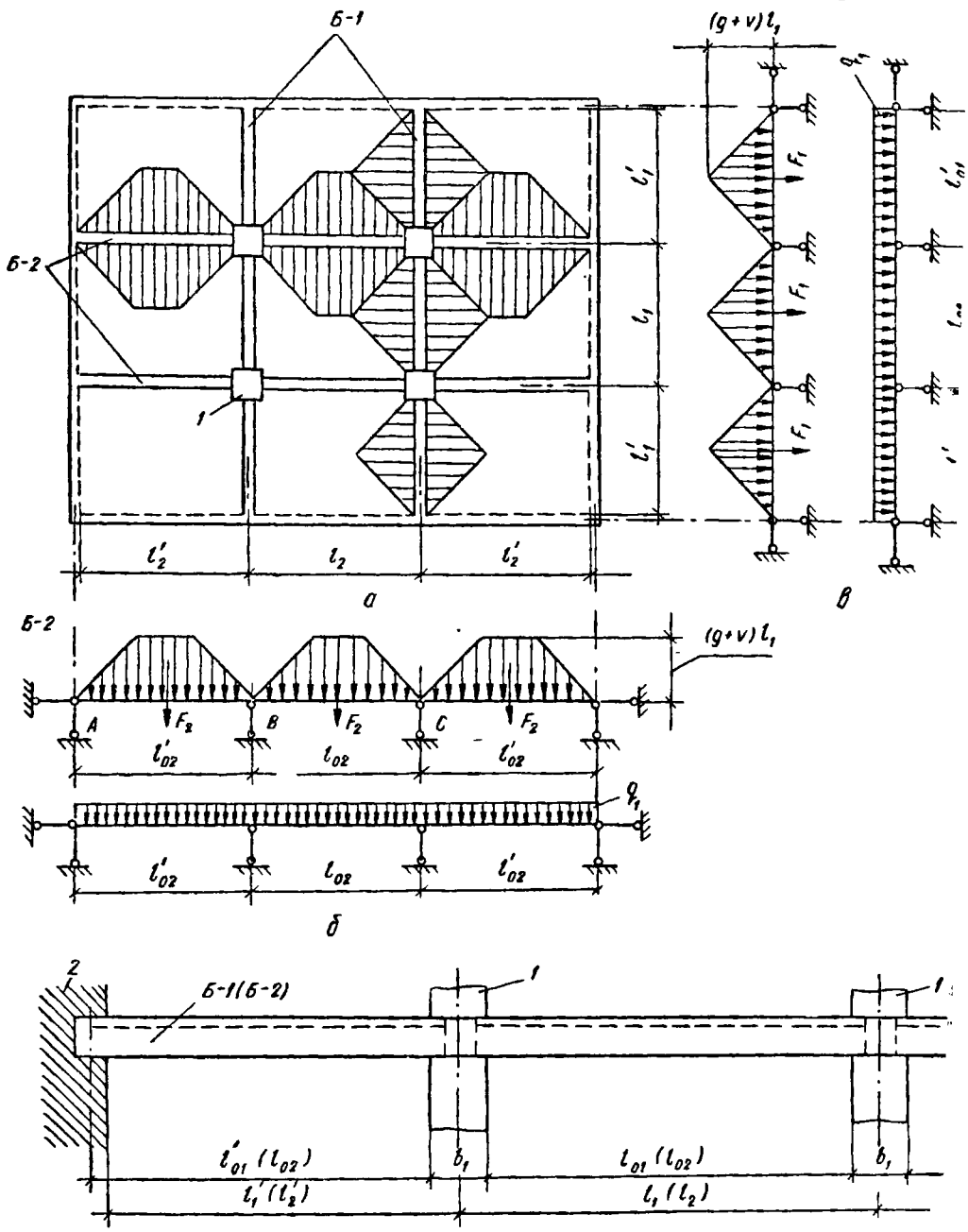


Рис. 12.33. До розрахунку контурних балок:

а — схема розподілу навантаження; б та в — розрахункові схеми; г — розрахункові прольоти, 1 — колони; 2 — стіна

У розрахунку балок з урахуванням пластичних деформацій згинальні моменти визначають з таких залежностей:

у першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M = \pm \left[0,7M_0 + \frac{q_1 l_0^2}{11} \right]; \quad (12.79)$$

у середніх прольотах і на середніх опорах

$$M = \pm \left[0,5M_0 + \frac{q_1 l_0^2}{16} \right]; \quad (12.80)$$

у трипрольотній балці у середньому прольоті

$$M = 0,4M_0 + \frac{q_1 l_0^2}{24}. \quad (12.81)$$

Поперечні сили

$$Q_A = 0,5(F + q_1 l_0) - \frac{M_B}{l_0}; \quad (12.82)$$

$$Q_{BA} = 0,5(F + q_1 l_0) + \frac{M_B}{l_0}; \quad (12.83)$$

$$Q_{BC} = Q_{CB} = 0,5(F + q_1 l_0), \quad (12.84)$$

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. 12.33, 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 (див. рис. 12.25).

12.4.4. Кесонні перекриття. Ці перекриття (рис. 12.31, б, II) — різновид перекриттів із плитами, опертими по контуру. У кесонних перекриттях прольоти плит не перевищують 3 м і колони розміщують через кілька прольотів плит або взагалі не встановлюють.

Балки кесонних перекриттів мають однакову висоту і їх розміщують паралельно сторонам приміщення або по діагоналі під кутом 45° . При діагональному розміщенні короткі кутові балки створюють пружні опори для довших балок. Економічно кесонні перекриття з прямокутною та діагональною сіткою балок рівноцінні. Діагональна сітка колон рекомендується при відношенні сторін приміщення $L_2/L_1 \geq 1,5$, тобто при прямокутному плані приміщення.

Плити кесонних перекриттів оперті по контуру і їх розраховують за методикою, яку наведено в п. 12.4.3.

Балки кесонних перекриттів, оперті на стіни без проміжних опор, можна розраховувати спрощено. Для середніх смуг згинальні моменти в балках на одиницю ширини перекриття при вільному опиранні можна визначити за формулами

$$M_1 = \frac{(g + v)_1 a l_1^2}{8}; \quad M_2 = \frac{(g + v)_2 b l_2^2}{8}, \quad (12.85)$$

де повне навантаження

$$(g + v) = (g + v)_1 + (g + v)_2;$$

$$(g + v)_1^A = (g + v) \frac{l_2^A}{l_1^A + l_2^A};$$

$$(g + v)_2 = (g + v) \frac{l_1^A}{l_1^A + l_2^A};$$

a та *b* — відстані між балками в кожному напрямі

Згинальні моменти в менш навантажених бокових балках обчислюють із умови, що їхні прогини пропорційні моментам, які в свою чергу пропорційні навантаженням. Для розрахунку можна використовувати таблиці, наведені в довідковій літературі [38].

Товщину плит звичайно приймають не менш як 3 см. При прольоті до 1,25 м їх армують конструктивно по п'ять стержнів діаметром 4...6 мм у кожному напрямі. При більших прольотах плити, а також балки армують як елементи перекриттів з плитами, що спираються по контуру.

12.4.5. 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 дасть можливість істотно зменшити вартість усієї будівлі.

У промислових та цивільних каркасних будівлях збірні балкові перекриття, що складаються з плит та ригелів (рис. 12.34, *a* та *b*), проєктують під нормативні навантаження від 5 до 30 кН/м² двох типів: у першому випадку плити оперті на полиці ригелів (рис. 12.34, *в*...*д*), у другому — їх укладають зверху ригелів прямокутного чи таврового перерізу (рис. 12.34, *е*). Ригелі перекриттів при повному каркасі оперті на колони (рис. 12.34, *а*) або на колони та зовнішні стіни при неповному каркасі (рис. 12.34, *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

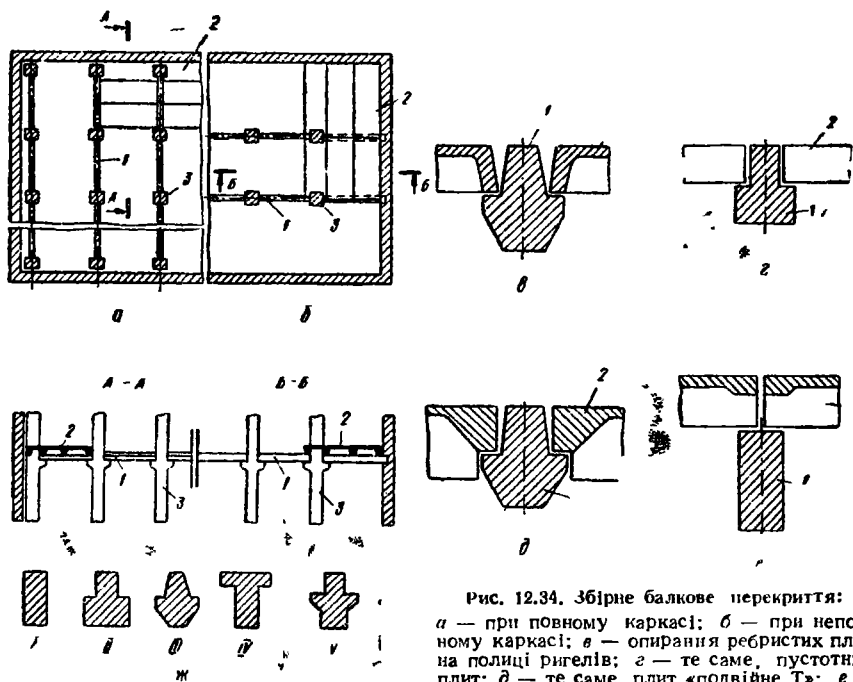


Рис. 12.34. Збірне балкове перекриття:

a — при повному каркасі; *б* — при неповному каркасі; *в* — опирає ребристі плити на полиці ригелів; *г* — те саме, пустотних плит; *д* — те саме, плит «подвійне Т»; *е* — тип перерізів ригелів; *1* — прямокутний; *II*... *V* — таврові; *1* — ригель; *2* — плита; *3* — колона

ребристіх плит по верху ригелів; *жс* — типи перерізів ригелів; *1* — прямокутний; *II*...

... *V* — таврові; *1* — ригель; *2* — плита; *3* — колона

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.

Проектуючи перекриття, звичайно складають кілька варіантів конструктивної схеми і з них вибирають оптимальний за економічними показниками.

Розрахунок і конструювання плит. У міжповерхових збірних перекриттях застосовують плити ребристі, коробчасті, порожнисті, суцільні, а також плити «подвійне Т» (рис. 12.34, д). 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 роз-

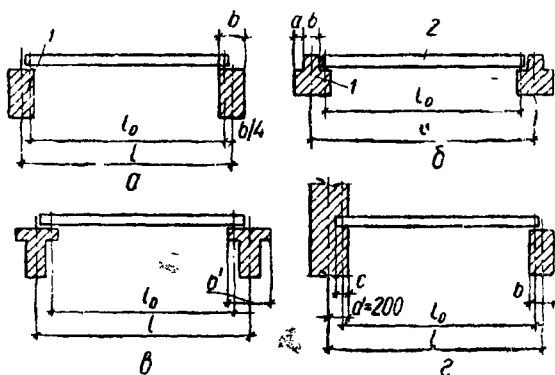


Рис. 12.35. Розрахункові прольоти плит:

a — при прямокутних ригелях; *b* та *в* — при ригелях таврової форми; *г* — при опиранні плити одним кінцем на стіну; 1 — ригелі, 2 — плити

часового 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 коробчастих, 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 $1/15 \dots 1/26$ їхнього прольоту, а коли застосовано попередньо напружувану арматуру — $1/20 \dots 1/30$.

Багатопорожнинні плити, які працюють на згинання у двох напрямках в разі опирання по контуру або по трьох сторонах на несучі стіни, а також плити, оперті на дві сторони, в яких порожнини розташовані паралельно опорам, розраховують із урахуванням вказівок, які наведено в [24, п. 6.33].

Нормальні перерізи плит залежно від форми поперечного перерізу розраховують згідно з вказівками розд. 4.

Приклади розрахунку плит різних типів наведено в навчальній [1, 6, 7, 8, 10, 12], нормативній [24] та довідковій [36] літературі.

Міцність похилих перерізів порожнистих та ребристих плит перевіряють за методикою, яку наведено в п. 5.3.2.

поділим навантаженням. Суцільні плити, оперті з трьох або чотирьох сторін, розраховують як плити, оперті по контуру (рис. 12.18).

Розрахунковий проліт плит залежить від форми поперечного перерізу ригеля і характеру опирання. Він дорівнює відстані між осями опорних площадок плит (рис. 12.35, а...г).

Рівномірно розподілене навантаження на 1 м довжини плити, що складається з ваги підлоги та плити, а також тим-

У багатопорожнинних плитах (рис. 12.36) заввишки 300 мм і менше допускається поперечної арматури не встановлювати, якщо додержано умов (5.14) та (5.15). Розрахунок плит за другою групою граничних станів виконують залежно від поставлених вимог категорій тріщиностійкості. 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 квадратного отвору (рис. 12.36)

$$h_1 = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} \approx 0,9d.$$

Для овального отвору еквівалентний прямокутний з

$$A = b_1 h_1; \quad I = \frac{b_1 h_1^3}{12} - \frac{A h_1^2}{12},$$

звідси

$$h_1 = \sqrt{12I/A}; \quad b_1 = A/h_1$$

або спрощено за рис. 12.36, *в*.

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

$$M = (g + v) l_0^2 / 11. \quad (12.86)$$

При наявності поперечних ребер у ребристих плитах полицю розраховують як плиту, опертю 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 А-II та А-III і дроту класу Вр-I. Попередньо напружену арматуру приймають із сталей класів А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-VI, високоміцного дроту класів В-II, Вр-II або канатів К-7, 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. 12.36).

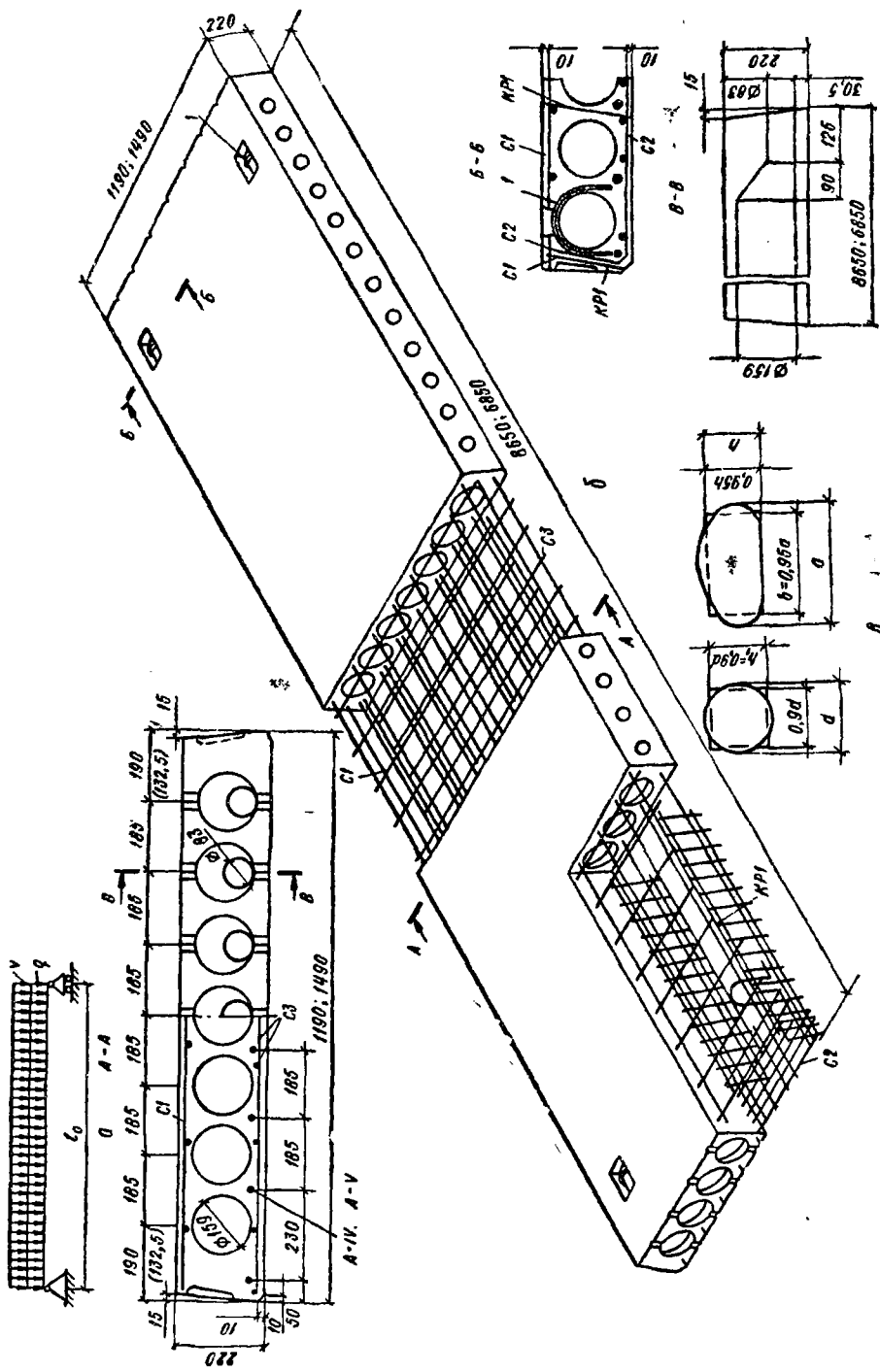


Рис. 12.36. Багатопорожниста плита перекриття:

а — розрахункова схема, б — загальний вигляд плити; \varnothing — діаметр та еквівалентні розрахункові перерізи круглих та овальних порожнин плит

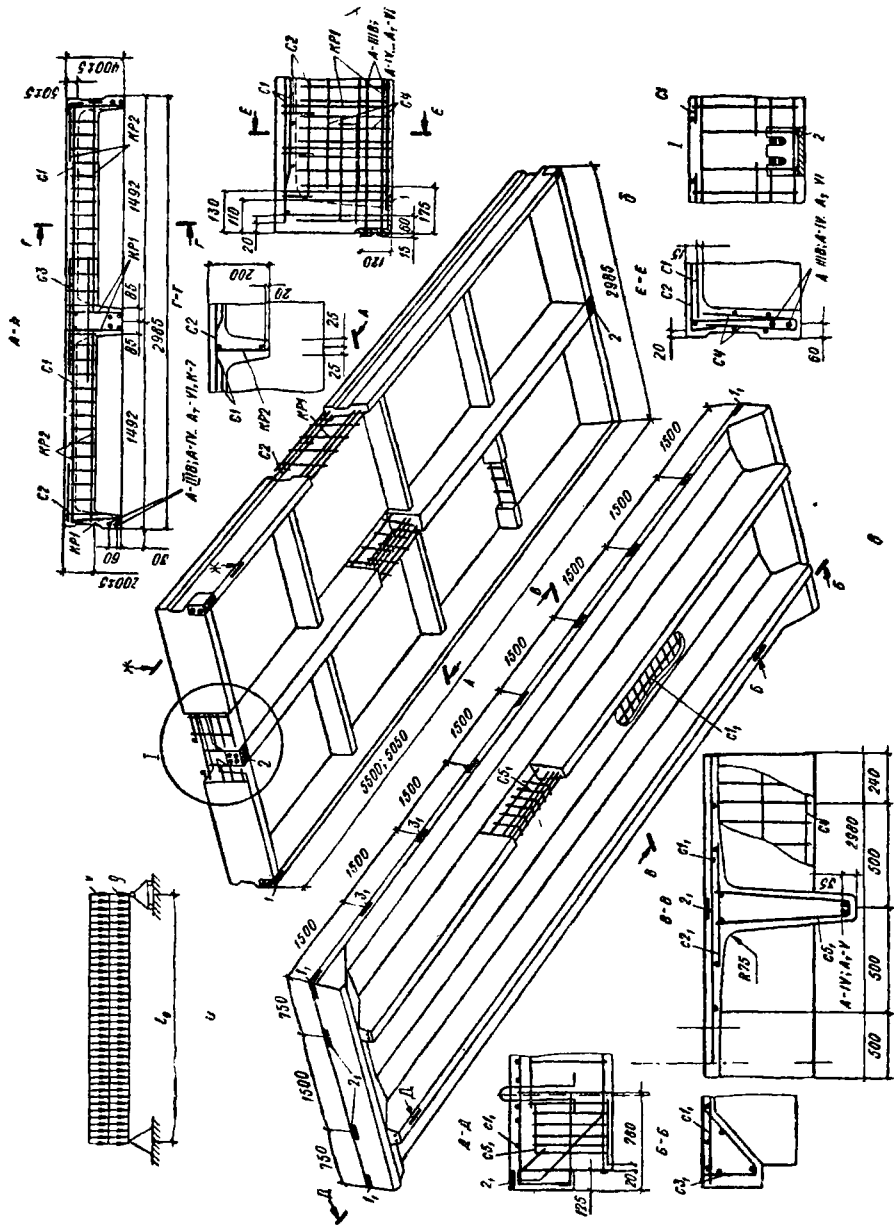


Рис. 12.37. Плити перекриттів для каркасних будівель:
 а — ребриста плита завширшки 3 м; б — плита «подвійне Т», 1, 2 та 1, 3, 1 — закладні деталі

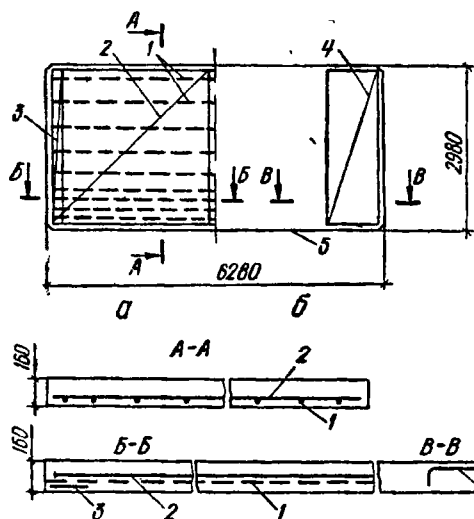
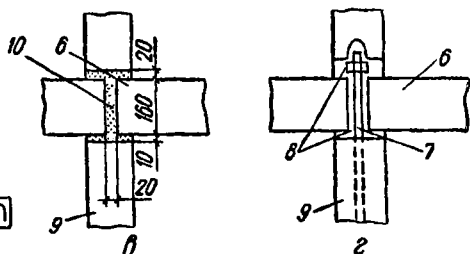


Рис. 12.36. Загальний вигляд залізобетонної суцільної плити перекриття, опертої на три сторони: а — нижня арматура; б — верхня арматура; в — платформовий стик суцільних плит та панелей внутрішніх стін; г — удосконалений платформовий стик тих самих елементів; 1 — напружена стержньова арматура; 2 — нижня сітка; 3 — сітка підсилення зони анкерування попередньо напруженої арматури; 4 — верхня сітка; 5 — вільний край; 6 — суцільні плити перекриття; 7 — штир-фіксатор із гайкою та шайбою; 8 — шви зі спеціальної пасти; 9 — панель і внутрішніх стін; 10 — шви з цементного розчину



Армування попередньо напружених порожнистих плит наведено на рис. 12.36, а, ребристих плит для рамних каркасів та типу «подвійне Т» для в'язевих каркасів — на рис. 12.37.

Напружену 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 коробчастих — закладні деталі.

Форма торцевого ребра ребристих панелей залежить від форми перерізу ригеля і приймають її за рис. 12.34, в та е в разі опирання 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-I або з арматурної стержньової сталі класу А-III. Попередньо напружену арматуру найчастіше роблять зі сталі класу А-IV, А-V або А-VI або з високоміцного дроту класу Вр-II.

На рис. 12.38, а наведено попередньо напружену суцільну плиту перекриття, яка спирається на три сторони. 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. 12.38, в та г). При цьому глибина опирання 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. 12.38, з), в якому передбачено вертикальний штир-фіксатор.

Розрахунок і конструювання ригелів. Ригелі перекриттів багатоповерхових будівель є конструктивними елементами рамних або в'язевих (див. п. 12.1.1 та 12.1.2) каркасів.

У промислових будівлях використовують ригелі номінальним прольотом 6, 9 та 12 м прямокутного (рис. 12.34, ж, I) і таврового перерізу з полицею внизу (рис. 12.34, ж, II та III), вгорі (рис. 12.34, ж, IV) або по середині висоти.

У цивільних будівлях переважно застосовують ригелі з полицею внизу (рис. 12.34, 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 $1/8...1/12$ прольоту. У промислових будівлях для типових ригелів її прийнято в розмірі 800 мм. У цивільних будівлях вона становить 450...900 мм.

Зусилля в ригелях визначають з розрахунку рами (п. 12.3). Наближено при незначних навантаженнях і вільному спіранні кінців ригеля на несучі стіни і прольотах, що різняться одні від одного не більш як на 10%, ригелі можна розраховувати як рівнопрольотні нерозрізні балки з урахуванням перерозподілу моментів аналогічно до розрахунку головних балок монолітних ребристих перекриттів (п. 12.4.2).

Ригелі розраховують на постійне g і тимчасове v навантаження. При порожнистих панелях повне навантаження на ригель ($g + v$) рівномірно розподілене, а при ребристих — зосереджене в місцях опирання 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, перегородок, плит перекриття, бетону замонолічування, а також ригеля. Тимчасові навантаження визначають згідно з [14].

Розрахунок нормальних і похилих перерізів ригелів ведуть відповідно до вказівок розд. 4 та 5.

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 п. 4.1.

На рис. 12.39 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 $B15...B25$, а при прольотах до 9 м — класів $B25...B35$ з перерізом заввишки 800 мм. У ригелях прольотом до 6 м як робочу арматуру застосовують каркаси з арматурної сталі класу А-III, а при прольотах до 9 м — попередньо напружену арматуру зі сталі класів А-IIIв або А-IV при механічному чи електротермічному способах натягування.

Зверху прямокутних і на полицях гаврових ригелів передбачаються закладні деталі (рис. 12.39, 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. 12.39, в, 1...III подано також прольотні перерізи ригелів заввишки 800 мм прольотом 12 м. У межах висоти перерізу ригелів передбачено полиці для опирання ребристих плит заввишки 300 та 400 мм і багатопорожнинних — 220 мм. Ригелі виготовляють із бетону класів $B25...B45$. Попередньо напружену арматуру роблять із стержньової гарячекатаної сталі класів А-IIIв, А-IV...Ат-VII або із семидротяних канагів К-7 діаметром 15 мм, а ненапружену арматуру — зі сталі класу А-III у вигляді просторових каркасів.

В опорних частинах усіх ригелів (рис. 12.39, 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. 12.40). 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 звичайно виготовляють однопрольотними і стикують біля бічних граней колон, якщо застосовують каркас із лінійних елементів (рис. 12.2, а та б). У цьому випадку ригелі опирають на залізобетонні або металеві (оббетоновані) консолі колон. В опорних частинах ригелів встановлюють додаткову

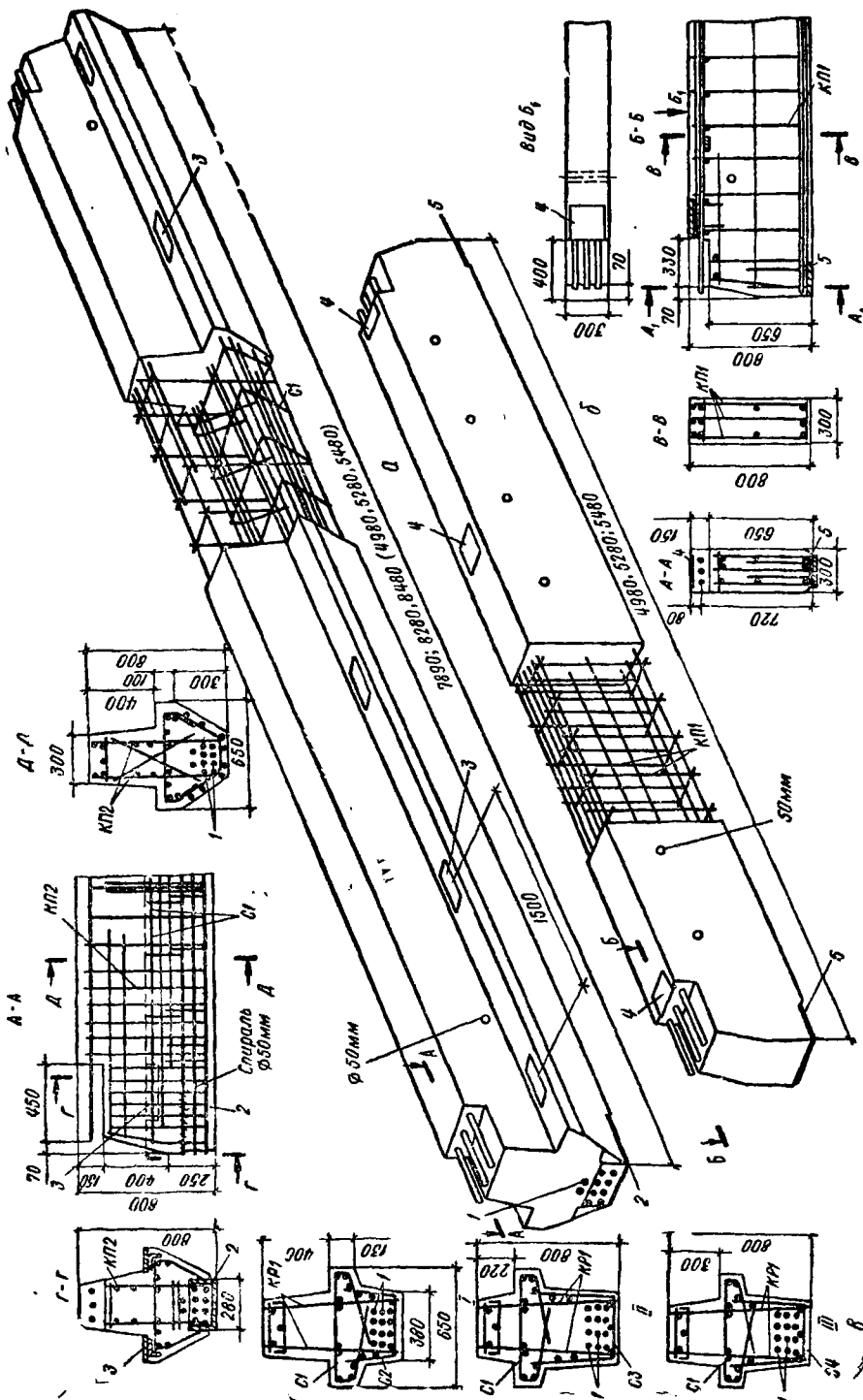


Рис. 12.39. Ригелі перекриттів для будівель із рамними каркасами:

а — таврового перерізу прольотом до 9 м, б — прямокутного перерізу прольотом до 6 м, в — перерізу ригеля прольотом 12 м для плит перекриттів; 1 — заввишки 400 мм, 2, 3, 4, 5 — закладні деталі арматури, КП1 — порожнистий заввишки 230 мм; III — те саме заввишки 300 мм, I — попередньо напружувана арматура, 2, 3, 4, 5 — закладні деталі

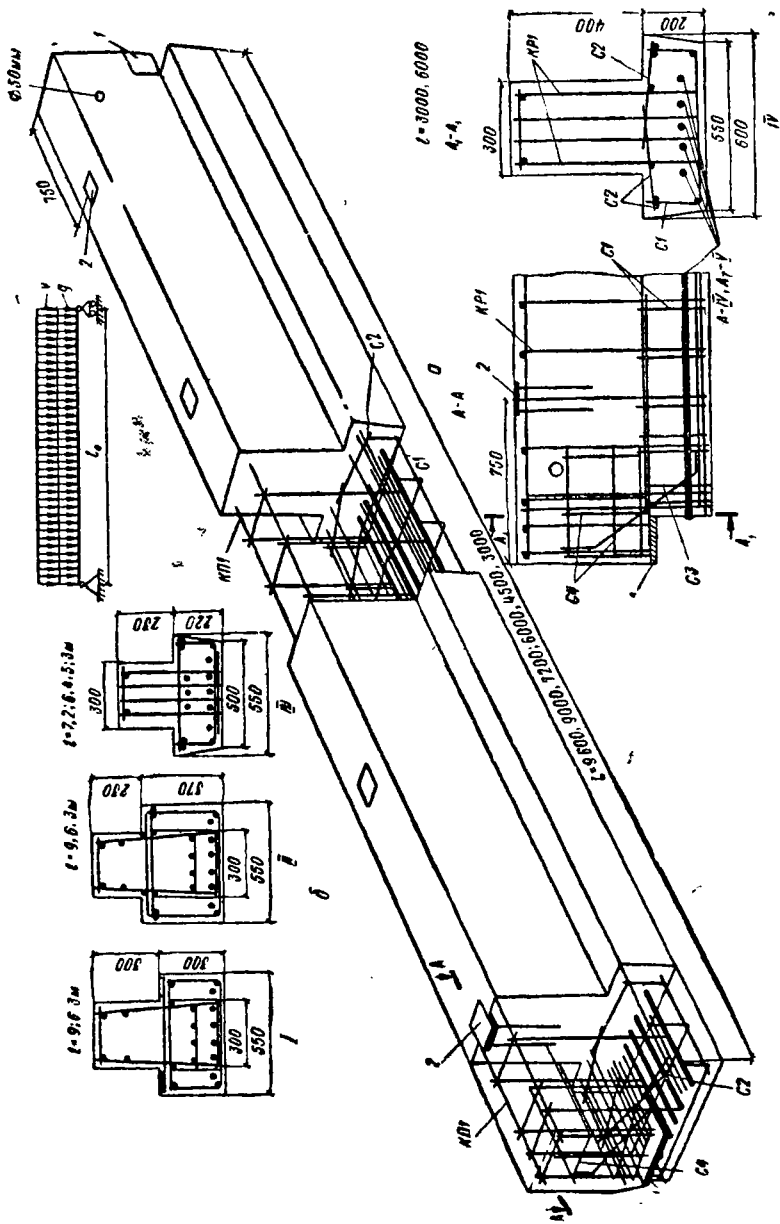


Рис. 12.40. Ригель перекриття для візевих каркасів.
 а — загальний вигляд, б — варіанти перерізів та армування при різних прольотах під плити; I — ребристі; II та III — порож-
 нсті; IV — сподвійне I> ; 1 та 2 — закладані деталі

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 стискування в нижній. Для розрахунку момент можна замінити парою сил $N = M/z_b$ (рис. 12.41, а 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. 12.41, в).

У випадку стику, який наведено на рис. 12.41, в, робочі стержні верхньої частини ригеля та арматурні випуски, пропущені через колони, з'єднують вапним зварюванням у гнутих підкладках (рис. 12.41, 20) із вставками з арматурних стержнів (рис. 12.41, 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. 12.39, а 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 зазора і зварюють вапним зварюванням у стику 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. Сумарна довжина зварних швів, які прикріплюють нижні закладні деталі ригеля до сталевих пластин консолей в стадії монтажу, обчислюють за формулою

$$\Sigma l_w = \frac{1,3(N - F)}{0,7k_f R_{wy}}, \quad (12.87)$$

де 1,3 — коефіцієнт, що гарантує надійність зварних швів, враховуючи імовірність збільшення розподілених моментів в разі непружних деформацій; $N = M/z$ — поздовжня горизонтальна сила (z — відстань між центрами ваги верхньої робочої арматури і закладної деталі в ригелі); $F = Qf$ — сила тертя сталі по сталі ($f = 0,15$ — коефіцієнт тертя); k_f — товщина шва, яку приймають рівною 4...14 мм; R_{wy} — розрахунковий опір зрізу кутового зварного шва.

Знаючи Σl_w , можна визначити необхідну довжину закладних деталей. При двосторонньому шві $l = \frac{\Sigma l_w}{2} + 10$ мм.

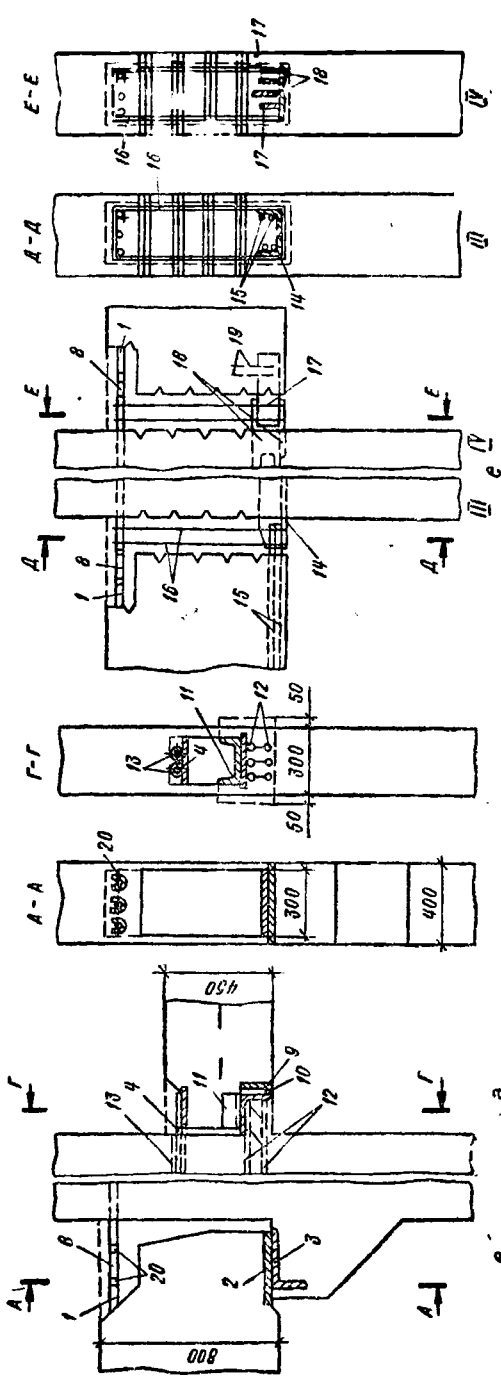
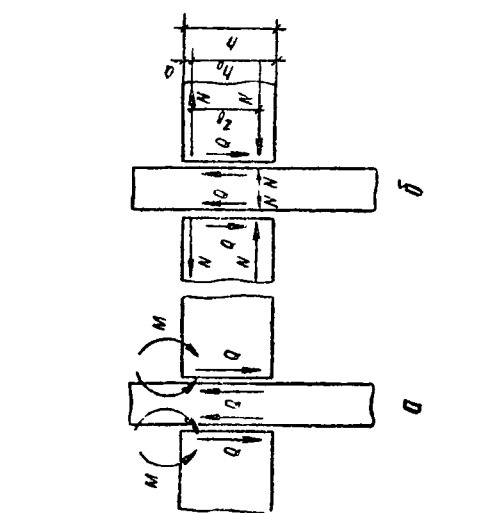
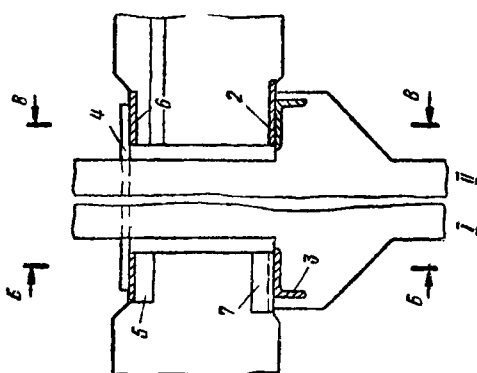
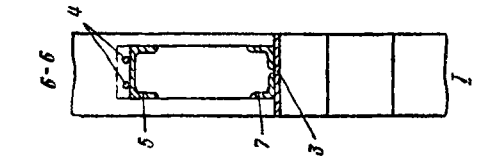
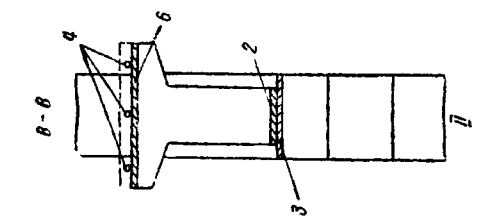


Рис. 12.41. Жорсткі стики ригелів із колонами:

a — умовна схема зусиль, *б* — розрахункова схема зусиль; *a* — стик із ванним зварюванням робочої опорної арматури ригеля; *г* — те саме, із зварним з'єднанням робочої опорної арматури ригеля з гнучими (I) або плоскими (II) пластинами, привареними до стержнів, пропущених через колону; *д* — те саме, з захованою консоллю колони і підрізкою опорної частини ригеля; *е* — безконсольний шпиківий стик із опиранням на металевий столик із двох кутиків, випущених із колон (гут перерізи *D—D*, *E—E* 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 гнучої пластини; *6* — 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 опору 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* — гнучі підкладки. (Арматуру в перерізах умовно не показано)

З умови міцності на зминання визначають мінімальну довжину ділянки передавання зусилля Q на консоль колони:

$$l_{loc} = \frac{Q}{0,75bR_b}, \quad (12.88)$$

де Q — максимальна поперечна сила по грані колони; b — ширина ребра ригеля на опорі; R_b — менший розрахунковий опір бетону ригеля або колони.

Виліт консолі колони приймають не меншим за 200 мм (кратним 50 мм) і не меншим від більшого з двох значень l_w та l_{loc} з додаванням величини зазору між ригелем та колоною. Розрахунок консолей колон наведено в п. 11.9.1.

Різновидом жорсткого стику ригелів є стики, які наведено на рис. 12.41, *г*. У цих стиках до робочої опорної арматури ригеля наварюють плоску або гнучу (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. 12.41, *в*. У цих стиках потрібно розраховувати стикові стержні, пластину приварену до опорної робочої арматури ригеля, а також зварні шви, які з'єднують елементи стику. При визначенні поздовжнього зусилля $N = M/z$ величина z дорівнює відстані від центра ваги верхньої закладної деталі до нижньої грані ригеля. Потрібну площу поперечного перерізу стикових стержнів, пропущених крізь колону, визначають із залежності $A_s = N/R_s$.

Мінімальна площа перерізу закладної пластини $A_{pl,min} = N/R_y$, де R_y — розрахунковий опір сталі пластини. При цьому її товщину приймають не менш як 8 мм і не менш як 1/3 діаметра приварюваних до неї стержнів. Прийнята площа перерізу пластин $A_{pl} \geq A_{pl,min}$. Довжину зварних швів l_w для кожного стикового стержня визначають в формули

$$l_w = \frac{1,3R_s A_{s,1}}{2\beta k_f R_{wy}} + 10 \text{ мм}, \quad (12.89)$$

де коефіцієнт 1,3 обумовлено вище; R_s — розрахунковий опір приварюваного стержня; $A_{s,1}$ — площа перерізу одного стержня; β — коефіцієнт, який при ручному зварюванні дорівнює 0,7, а при однопрохідному напівавтоматичному — 0,85; k_1 — висота зварних швів, яку приймають рівною $1/4$ діаметра приварюваного стержня, а в разі ручного зварювання — не більш як 8 мм; R_{wy} — розрахунковий опір кутового шва зрізу. Висоту пластин та кутиків приймають на 20...30 мм більшою від довжини найдовшого з швів.

У цивільних будівлях можуть також застосовуватись жорсткі стики ригелів із колонами з прихованою консоллю (рис. 12.41, *д*). При цьому ригелі мають підрізки у місцях опирання на консолі колон. Верхня частина стику аналогічна до стиків, які наведено на рис. 12.41, *г*. У місці підрізки, крім опорної сталеної 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 кН/м² 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. 12.41, *е, III*). При навантаженнях понад 3 кН/м² по низу з ригеля (рис. 12.41, *е, IV*, переріз *E—E*) 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 оббетонування бетоном класів В15...В30 вазорів між ригелем та колоною утворюють бетонні шпонки. У місцях оббетонування 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. Глибина шпонки звичайно 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 100 мм. При висоті шпонок до 50 мм 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 замоноличуванням зазорів бетоном. Стик поздовжньої арматури ригелів виконують подібно до стику, який наведено на рис. 12.41, *в*. Нижні арматурні випуски ригеля та сталені столики колони, які в стадії монтажу сприймають навантаження від ваги ригеля, з урахуванням

динаміки розраховують за двома групами граничних станів. Бетонні шпонки проєктують із урахуванням передавання на них всієї поперечної сили Q (при навантаженнях до 3 кН/м^2) або її частини (при навантаженнях понад 3 кН/м^2). В разі застосування прямокутного ригеля завширшки b , що менше від ширини колони, довжина шпонки $l_k = b$. В розрахунку враховують не більш як три шпонки ($n_k = 3$)

Потрібну висоту шпонки визначають з умови міцності на зріз:

$$h_k \geq \frac{Q}{2R_{bt}l_k n_k}, \quad (12.90)$$

де Q — максимальна поперечна сила на опорі без урахування ваги ригеля; R_{bt} — розрахунковий опір бетону замонолічування.

Глибину шпонок перевіряють з умови

$$t_k \geq \frac{Q}{R_b l_k n_k}. \quad (12.91)$$

Якщо навантаження перевищує 3 кН/м^2 і шпонки не можуть витримати всієї поперечної сили Q , на них передають лише частину її. Тоді при максимально допустимих розмірах перерізів шпонок, які прийнято відповідно до конструктивних вимог, їхня міцність на зріз

$$Q_1 = 2R_{bt}l_k h_k n_k, \quad (12.92)$$

де Q_1 — поперечна сила, яку сприймає бетон шпонок; h_k та n_k — прийняті висота та кількість шпонок.

Міцність на стискання

$$Q_2 = R_b l_k t_k n_k. \quad (12.93)$$

Стальні конструкції стику розраховують на різницю $Q_{\max} - Q_k = Q_3$, де Q_k — менше із значень Q_1 або Q_2 .

Потрібну висоту пластин, що виступають із ригеля або колони, визначають із розрахунку на зріз із залежності

$$h = \frac{1,5Q_3}{tR_y n}, \quad (12.94)$$

де t — товщина пластин, яку приймають рівною $8 \dots 12$ мм у ригелі і $10 \dots 14$ мм у колоні; R_y — розрахунковий опір сталі пластин на зріз; n — кількість пластин, яку як правило, приймають рівною двом у ригелі і одній у колоні.

Довжину замурування пластин l у ригель, яку приймають не менш як дві висоти цих пластин, можна визначити з умови міцності бетону на місцеве стискання над пластинами з урахуванням сил зчеплення між бетоном та бічними поверхнями пластин:

$$l \geq \frac{Q}{\psi R_{b,loc} t n + 2\tau h n}, \quad (12.95)$$

де $\psi = 0,75$ — коефіцієнт для важкого бетону; $R_{b,loc}$ — розрахунко-

вий опір бетону на місцеве стискання; $R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$, де $\alpha = 1$ для бетону класу нижче за B25, $\alpha = 13,5 R_{bt} / R_b$ для бетону класів B25 і вище; φ_b — коефіцієнт, який визначають із залежності

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{b}{t_n}} \leq 2,5, \quad (12.96)$$

b — ширина ригеля; $\tau = 1$ МПа.

Ширину металевого столика b перевіряють з умови міцності на місцеве стискання бетону колони за залежністю

$$Q \leq \psi R_{b,loc} b \cdot 0,5h_c = 0,375 R_{b,loc} b h_c, \quad (12.97)$$

де величину $R_{b,loc}$ можна обчислити із залежності $R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$;

$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{b_c}{b}}$, b — розмір колони у площині ригеля; b_c — розмір колони у площині торця ригеля.

У практиці будівництва у в'язевих каркасах цивільних будівель широко застосовують шарнірні стики збірних ригелів. Вони характеризуються простотою виготовлення та монтажу. Проте витрата арматури та бетону в цілому на будівлю у цьому випадку не зменшується. Ригелі з колонами з'єднують зварюванням закладних деталей консолей колон із пластинами у підрізці ригеля (рис. 12.40).

Для забезпечення спільної роботи ригелів та плит на торцях багатопорожнинних та ребристих плит встановлюють трикутні шпонки, а на бічних поверхнях ригелів — трапециваті. Суміжні плити типу «подвійне Т» додатково з'єднують ще зварюванням закладних деталей. Особливості розрахунку та армування ригеля з підрізкою на опорі розглянуто в навчальній літературі [2, 8]. Консолі таких колон перевіряють розрахунком на зріз та згинання від дії поперечної сили.

12.4.6. 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. 12.42 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 п'єсти, 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/м² 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, шойно укладеного бетону та монтажні навантаження; після набуття бетоном заданої міцності на навантаження, що діють у стадії експлуатації конструкції перекриття. Таке перекриття зовні нагадує безбалкові перекриття, а за харак-

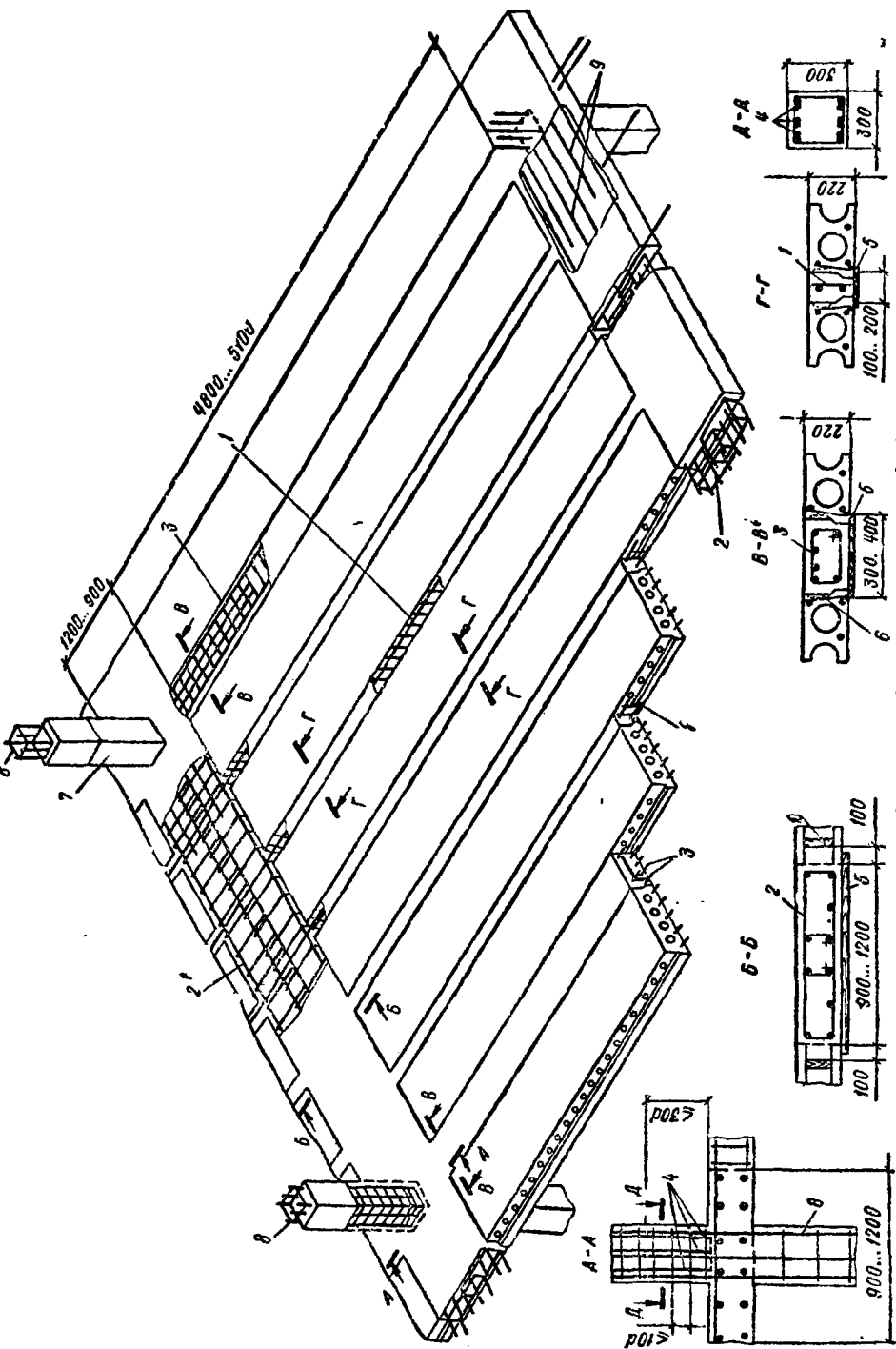


Рис. 12-12. Збірно-монолітне цистерквіття типу «Соці».

1...3 — каркаси; 4 — стикові стержні; 5 — опалубка; 6 — шпонка; 7 — монолітна ділянка; 8 — каркас збірної частини; 9 — хомут (показані умовно); 10 — заглибка

тером роботи і розрахунковою схемою — балкове. Для першої стадії розрахунок виконують як для елементів, що працюють за розрізною схемою, а за другою — як для нерозрізних, багатопрольотних 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 А-III. Головні балки найчастіше армують в'язаними або зварними каркасами зі сталі класу А-III або А-II. Застосовують також безопалубкові збірно-монолітні перекриття. Наприклад, балкове перекриття під великі навантаження (до 50 кН/м^2) запроєктовано у вигляді збірно-монолітної балкової плити, опертої на нерозрізний збірно-монолітний ригель. Ця плита складається зі збірних ребристих плит ребрами догори, в яких розміщено робочу поздовжню арматуру. Між ребрами плит укладають додаткові конструктивні каркаси, і опирають на них сітки плити замонолічування. Нерозрізність ригеля в стадії експлуатації забезпечують зварюванням випусків робочої арматури і його замонолічуванням. Таке перекриття розраховують на ті самі дві стадії роботи, що й перекриття, яке наведено на рис. 12.42. Його конструктивні елементи армують відповідно до діючих на них зусиль зварними каркасами і сітками з арматури класу А-III.

12.4.7. 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. 12.43, а). Товщина плити звичайно $(1/32...1/35) l$, 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. 12.43, б, I), контурні обв'язувальні балки (рис. 12.43, б, II) або консольно виступати за капітелі крайнього ряду (рис. 12.43, б, III).

Застосовують три типи капітелей: при невеликих навантаженнях ($< 10 \text{ кН/м}^2$) — наведені на рис. 12.43, б, IV, а при великих ($> 10 \text{ кН/м}^2$) — на рис. 12.43, б, V та VI. Похил граней капітелей приймають, виходячи з розподілу опорного тиску в бетоні під кутом 45° .

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.

Міцність розрахункового перерізу без поперечної арматури (рис. 12.44, а) на продавлювання перевіряють за умовою

$$F < \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (12.98)$$

де F — продавлювальна сила, яка при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f > 1$ дорівнює навантаженню на колону $(g + v) l_1 l_2$ без навантаження на площі верхньої основи піраміди продавлювання (розміри l_1 , l_2 , x та y наведено на рис. 12.44, б):

$$F = (g + v) [l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)]; \quad (12.99)$$

α — коефіцієнт, який приймають для важкого бетону рівним 1, для дрібнозернистого — 0,85, легкого — 0,8; u_m — середнє арифметичне між периметрами верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання, що утворюється в межах робочої висоти перерізу,

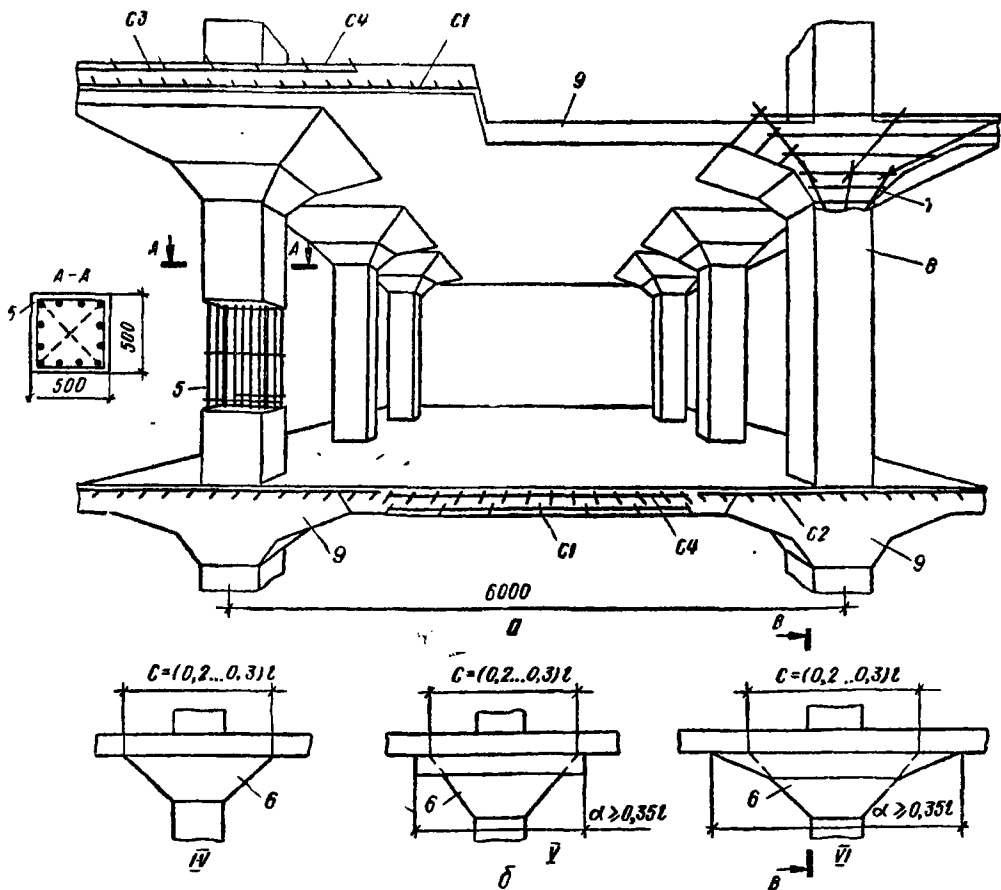
$$u_m = 4(x + y + h_0).$$

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. 12.44, 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, в разі вільного опирання плити на стіну утворюється один пластичний шарнір у прольоті і один на опорі поблизу першого ряду колон.

В разі рівномірно розподіленого смугового навантаження середню плиту розраховують з умови, що сума опорного і прольотного момен-



тив дорівнює моменту однопрольотної балки завширшки l_y з прольотом $l_x - 2c_x$ (рис. 12.44):

$$\frac{(g + v) l_y (l_x - 2c_x)^2}{8} \leq R_s A_w z \left(\theta_1 \frac{z_1}{z} + \theta \right), \quad (12.100)$$

де l_y — відстань між рядами колон уздовж смуги; l_x — відстань між рядами колон уперек смуги:

$$A_w = \frac{A_{s1} + A'_{s1}}{2} + A_s; \quad \theta_1 = \frac{A_{s1}}{A_w}; \quad \theta = \frac{A_s}{A_w}.$$

Тут A_{s1} та A'_{s1} — площі верхньої арматури відповідно у лівому та правому пластичних шарнірах у межах однієї панелі; A_s — площа нижньої арматури у середньому пластичному шарнірі в межах однієї панелі. z_1 та z — плечі внутрішньої пари відповідно в лівому та середньому пластичному шарнірах.

У розрахунку середніх смуг приймають $\theta_1 = 0,5 \dots 0,67$; $\theta = 0,5 \dots 0,33$; c_x/l_x та c_y/l_y у межах $0,08 \dots 0,12$.

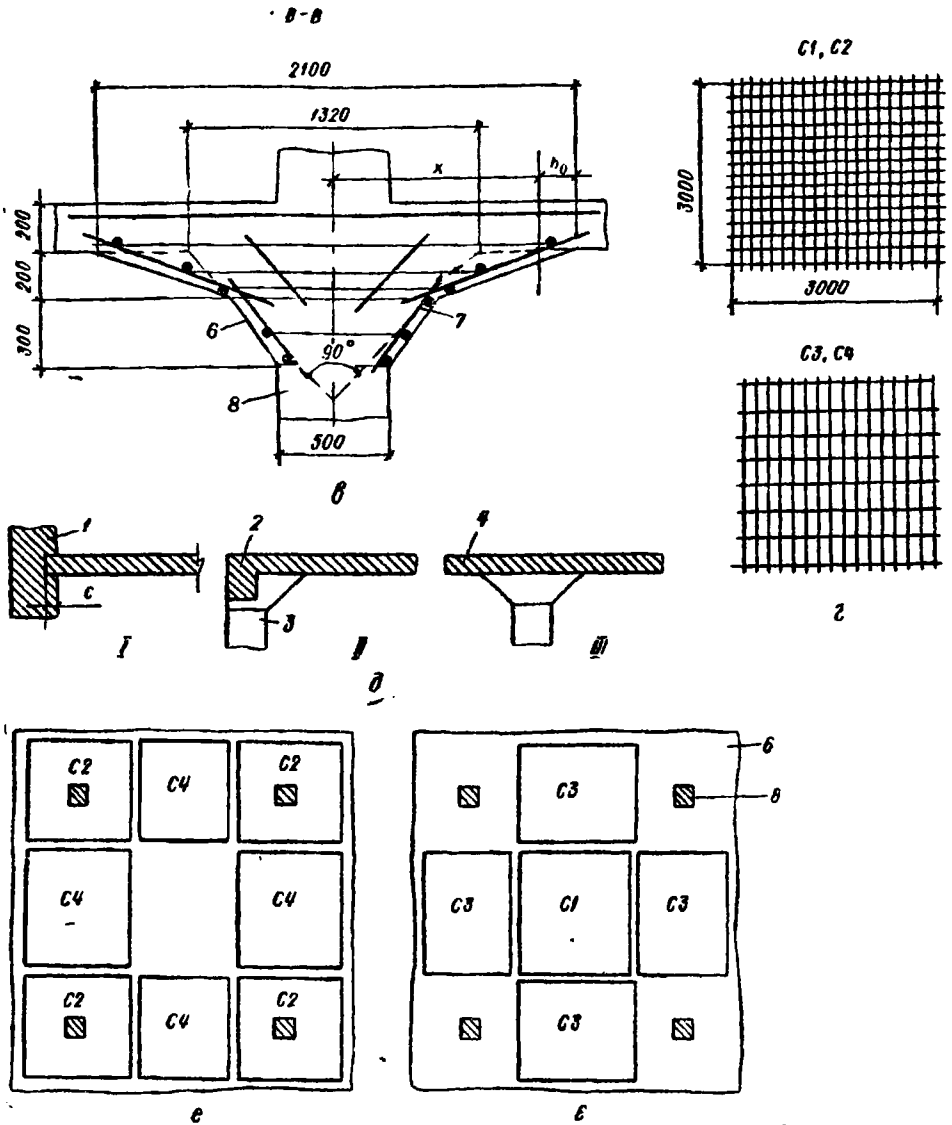


Рис. 12.43. Монолітне безбалкове перекриття:

a — загальний вигляд; *б* — види капітелей; *в* — армування капітелей; *г* — типи сіток; *д* — типи опирання плит; *е* та *є* — схеми армування плит відповідно верхніми та нижніми сітками; *I* — опирання плити по контуру будівлі на несучі стіни; *II* — те саме, на контурні обов'язувальні балки; *III* — консольє 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* — обов'язка; *3* — крайня колона; *4* — консоль; *5* — арматурний каркас колонни; *6* — капітель; *7* — каркас капітелі; *8* — колона; *9* — перерізи, в яких арматуру умовно не показано

Формулу для розрахунку плити в іншому напрямі записують аналогічно.

Крайні смуги розраховують залежно від умов їхнього опирання і схеми зламу.

В 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.

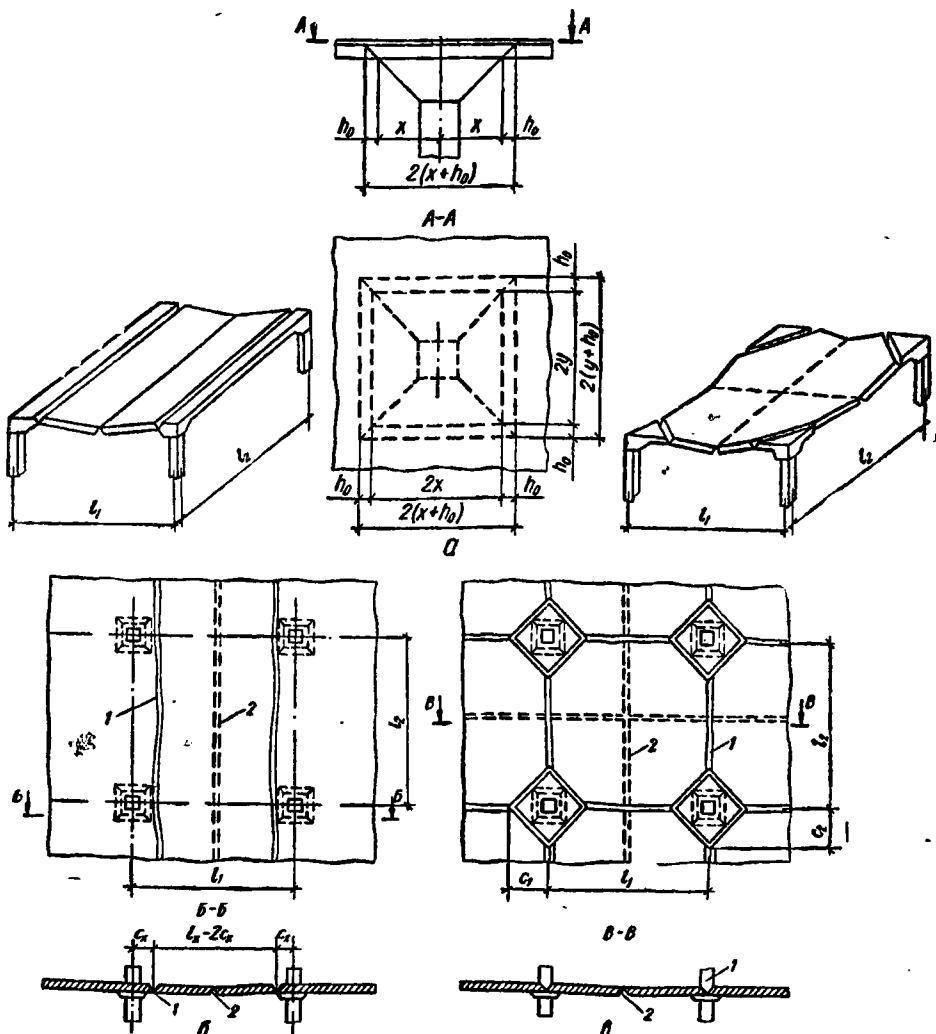


Рис. 12.44. До розрахунку безбалкового перекриття:

a — на продавлення; *b* — схема утворення лінійних пластичних шарнірів при смуговому навантаженні; *b'* — те саме, при суцільному завантаженні, 1 та 2 — розкриття пластичних шарнірів відповідно по верху та по низу

Якщо схема зламу панелі симетрична відносно обох її осей, то опорні пластичні шарніри у плані спрямовані під кутом 45° (рис. 12.44, в).

У цьому випадку міцність плити розраховують з умови, що сума внутрішніх та зовнішніх моментів дорівнює нулю. При квадратних плитах та однаковому армуванні в обох напрямках умова міцності набуває вигляду

$$\frac{(g+v)l^3}{8} \left[1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq R_s A_{s1z} \left(\theta_1 \frac{z_1}{2} + \theta \right), \quad (12.101)$$

де c — катет прямокутного трикутника, що відламується від чверті плити; при квадратних плитах $c_1 = c_2 = c$ (рис. 12.44, в); A_{s1} — сумарний переріз арматури одного напрямку (у прольоті і на опорі), яка розміщена на ширині панелі.

У розрахунку середніх панелей значення θ_1 та θ лежать у тих самих межах, що й у разі смугового навантаження.

Перекрыття відповідно до діючих зусиль армують звичайно плоскими або рулонними зварними сітками, які укладають у прольотах знизу, а на опорах зверху плити (рис. 12.43, е та є).

В 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. 12.45).

Поблизу колон у сітках роблять отвори (вузькі сітки розсувають). Обрив арматури компенсують додатковими стержнями. Верхні сітки заводять на відстань $(0,25 \dots 0,35)l$ від осі колон, а нижні — на відстань $(0,3 \dots 0,35)l$ від середини прольоту.

Капітелі колон армують конструктивно стержнями $d = 8 \dots 10$ мм. Їх розміщують по кутах і по середині сторін і зв'язують хомутами або зварюють поперечними стержнями $d_w = 6$ мм (рис. 12.43, в). Надкапітельні плити армують конструктивно сітками із стержнів $d = 8 \dots 10$ мм, які укладено з кроком $100 \dots 150$ мм.

Збірні безбалкові перекрыття. Ці перекрыття складаються з надколонних плит, розташованих у двох напрямках, прольотних плит та колон із капітелями.

Габаритні схеми перекрыттів можуть бути двох типів: осі колон можуть бути віддалені від внутрішньої поверхні стін на 620 мм і в крайніх рядах установлюють півкапітелі та надколонні плити меншої ширини; при відстані 1510 мм застосовують однотипні по всьому перекрыттю капітелі і надколонні плити.

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. Опирання прольотних плит на надколонні, шарнірне з'єднання надколонних плит із капітелями жорсткі і виконуються на зварюванні стикових стержнів або закладних деталей. За опори для капітелей звичайно правлять консолі колон.

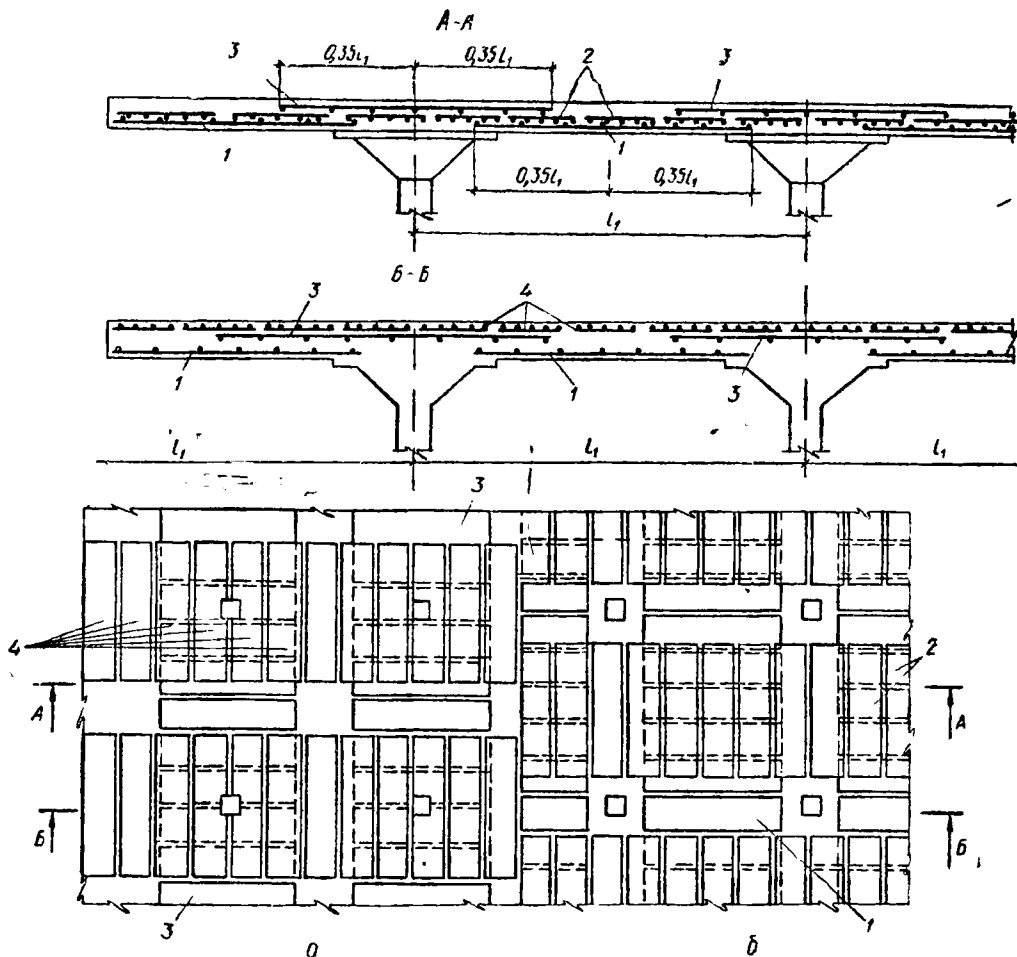


Рис. 12.45. Армування монолітного безбалкового перекриття вузькими сітками:
 а — верхні сітки, б — нижні сітки, 1...4 — типи сіток

Як типове вирішення прийнято перекриття з сіткою колон 6×6 м, що складається з суцільних капітелей заввишки 600 мм з отвором для пропуску колони (рис. 12.46, а, б, в), суцільних міжколонних плит завтовшки 180 мм та квадратних прольотних плит завтовшки 150 мм (рис. 12.46, г, д). Капітелі опирають на сталеві столики колон і кріплять 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 капітели (рис. 12.46, д). Прольотні плити опирають на міжколонні шарнірно (рис. 12.46, з). Перекриття розраховане на корисне навантаження до 30 кН/м².

Розрахунок збірного безбалкового переkritтя складається з розрахунку рам із жорсткими вузлами і 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 переkritтів 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 2,5 кН/м². Короточасні навантаження в цьому розрахунку знижують на 20 %. Розрахункову довжину колон у розрахунку для стадії експлуатації приймають рівною 0,9H, включаючи перший і підвальний поверхи, а для стадії монтажу — H (H — висота поверху). Розрахунок рам провадять одним із способів будівельної механіки (див. п. 12.2) на дію постійного та різних сполучень тимчасових навантажень із урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок пластичних деформацій бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури.

Згинальні моменти в надколонній плиті при рівномірно розподіленому навантаженні наближено можна визначати як у нерозрізних балках із урахуванням перерозподілу зусиль за формулою

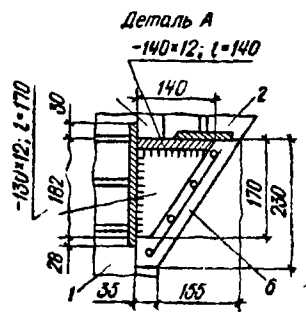
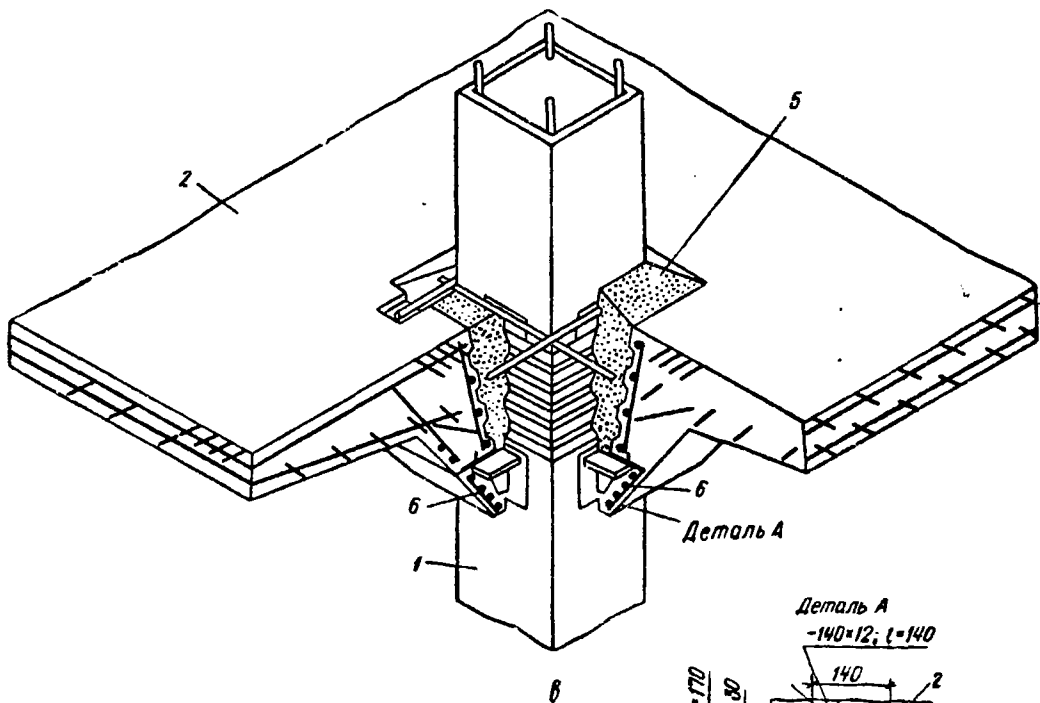
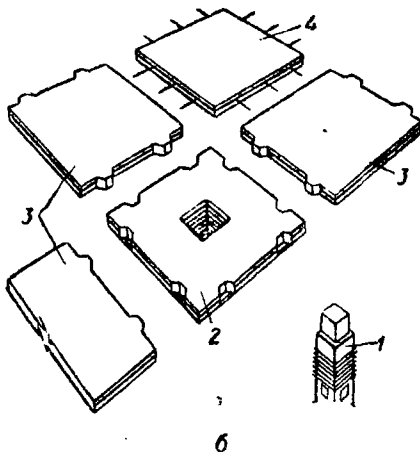
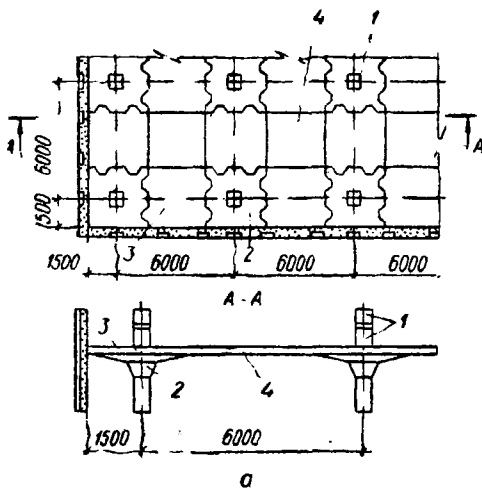
$$M_1 = -M_2 = (g + v) l_0^2 / 16, \quad (12.102)$$

де $(g + v)$ — розрахункове рівномірно розподілене навантаження на 1 м ширини надколонної панелі; l_0 — розрахунковий проліт, що дорівнює 1,05 відстані у просвіті між капітелями.

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 контура. 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 переkritтя.

Плити розраховують на міцність як елементи, що працюють на згинання, згідно з рекомендаціями розд. 4 та 5, а колони — як позакентрово стиснуті відповідно до розд. 7.

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 А-III



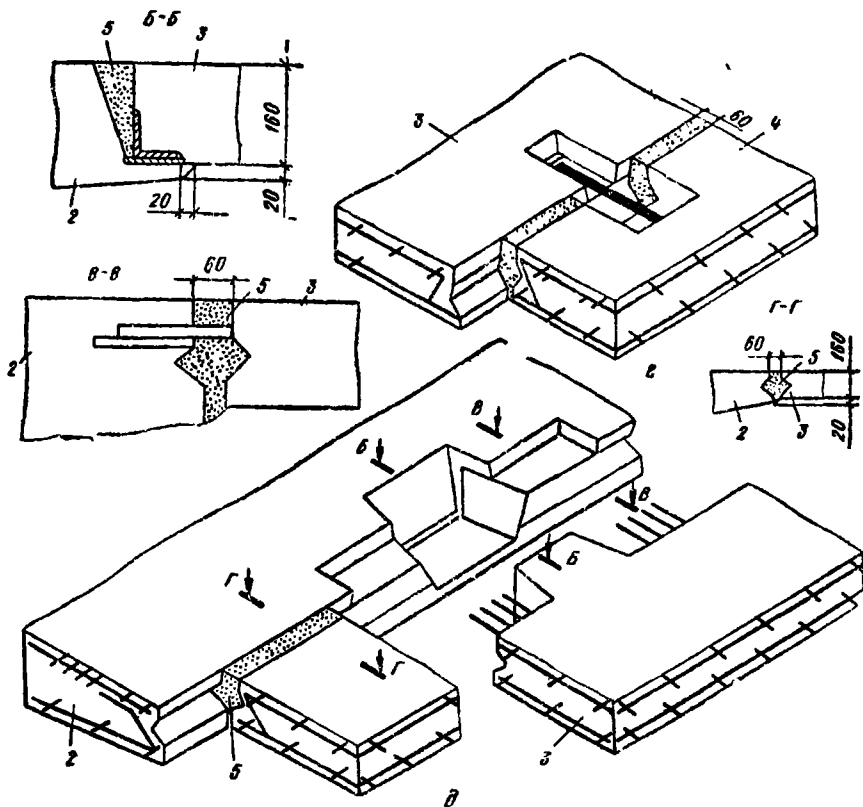


Рис. 12.46. Безбалкове збірне перекриття:

a — план; *б* — загальний вигляд збірних елементів перекриття; *в* — стік 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 — прольотні плити; 5 — дрібнозернистий бетон замоноличування, 6 — сітка з дроту \varnothing 4Вр-І навколо капітелі

У плитах передбачено закладні деталі і випуски арматури для їхнього з'єднання між собою та з капітелями. Арматурні випуски прольотної плити розраховують на сприйняття її ваги з урахуванням коефіцієнта динамічності і монтажного навантаження не більш як $0,75 \text{ кН/м}^2$, коли випуски не приварені до закладних деталей надколонної плити. Після зварювання з закладними деталями випуски розраховують на вагу прольотної плити і розрахункове монтажне навантаження $2,5 \text{ кН/м}^2$.

Капітель розраховують на монтажні навантаження як консоль і в разі потреби додатково армують. Арматуру, підбрану за мінусовим моментом, розміщують по верху капітелі і стикують із верхньою робочою арматурою надколонних плит.

Безбалкові перекриття розраховують і за другою групою граничних станів.

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/м² і виконують із використанням типових або спеціально запроєктованих конструктивних елементів із капітелями у вигляді зрізаних пірамід (рис. 12.47, а) або з плоскими капітелями (рис. 12.47, 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 опирають тонкостінні прольотні плити. На плити укладають шар бетону завтовшки 4...5 см над прольотними плитами і 9...10 см 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.

12.5. 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. Колони таких будівель при висоті поверху 3,6 м виготовляють заввишки на три поверхи,

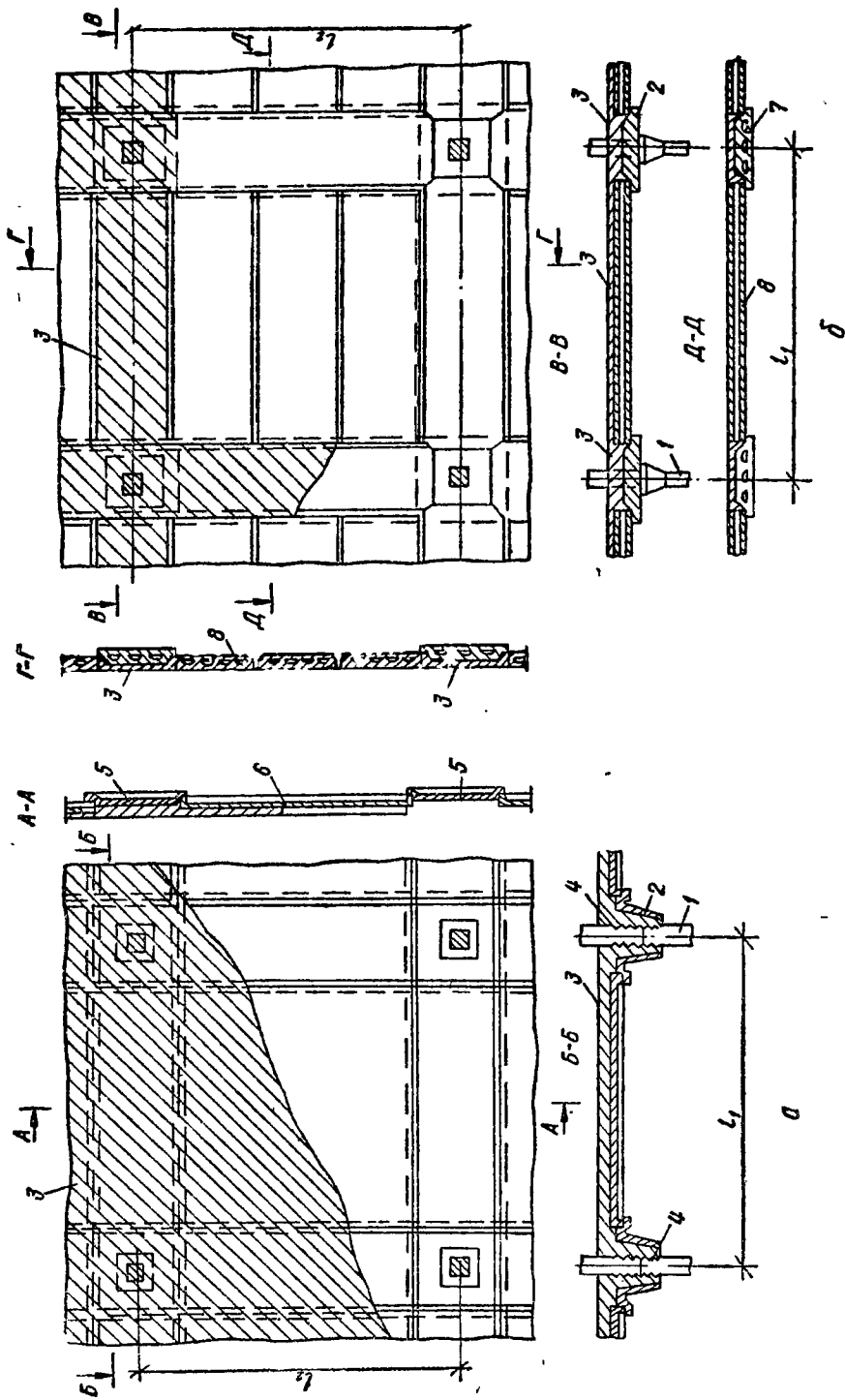


Рис. 12.47. Збірно-мономітні безбалкові перекриття:

а — з ребристий плит; б — з порожнистий; 1 — колони, 2 — капітелі, 3 — бетон замоноличування, 4 — бетонні шпонки; 5 — між-колонна ребриста плита, 6 — прольотна ребриста плита, 7 — порожниста міжколонна плита, 8 — прольотна порожниста плита

а в разі більшої висоти — на два поверхи. Колони подальших поверхів виконують на один або два поверхи залежно від їх загальної кількості.

Для опирання ригелів збірних балкових перекриттів у колонах передбачаються консолі (рис. 12.48). Для визначення висоти консолей, їхнього розрахунку та армування користуються вказівками п. 11.9. 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. 12.49, а). У колонах передбачають спеціальні закладні деталі, до яких приварюють монтажні сталі столики для опирання 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 (див. п. 12.3). Колони розраховують на позацентрове і косо позацентрове стискання згідно з вказівками розд. 7. Несучу здатність колон приймають за меншим із двох значень розрахунку.

Для цивільних будівель і у зв'язкових каркасах передбачено колони перерізом 300×300 мм (рис. 12.49, 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. 12.49, в).

Колони виготовляють із бетонів класів B20...B50 і армують просторовими каркасами з поздовжньою робочою арматурою зі сталі класу А-III та поперечною зі сталі класів А-I та А-III.

Торці колон мають зварні сітки для збільшення міцності бетону на місцеве стискання.

Колони нижніх поверхів висотних будівель виготовляють, як правило, з жорсткою арматурою, що дає можливість зберегти ті самі розміри перерізів колон, що й у верхніх поверхах. Принципи армування і розрахунок таких колон наведено в розд. 7.

12.5.1. Стики збірних колон. Ці стики можуть бути жорсткими або шарнірними. У промислових будівлях стики, як правило, жорсткі з ванним зварюванням випусків поздовжньої робочої арматури, які розміщені в підрізках (рис. 12.48, б...г, 12.49, а...в) 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

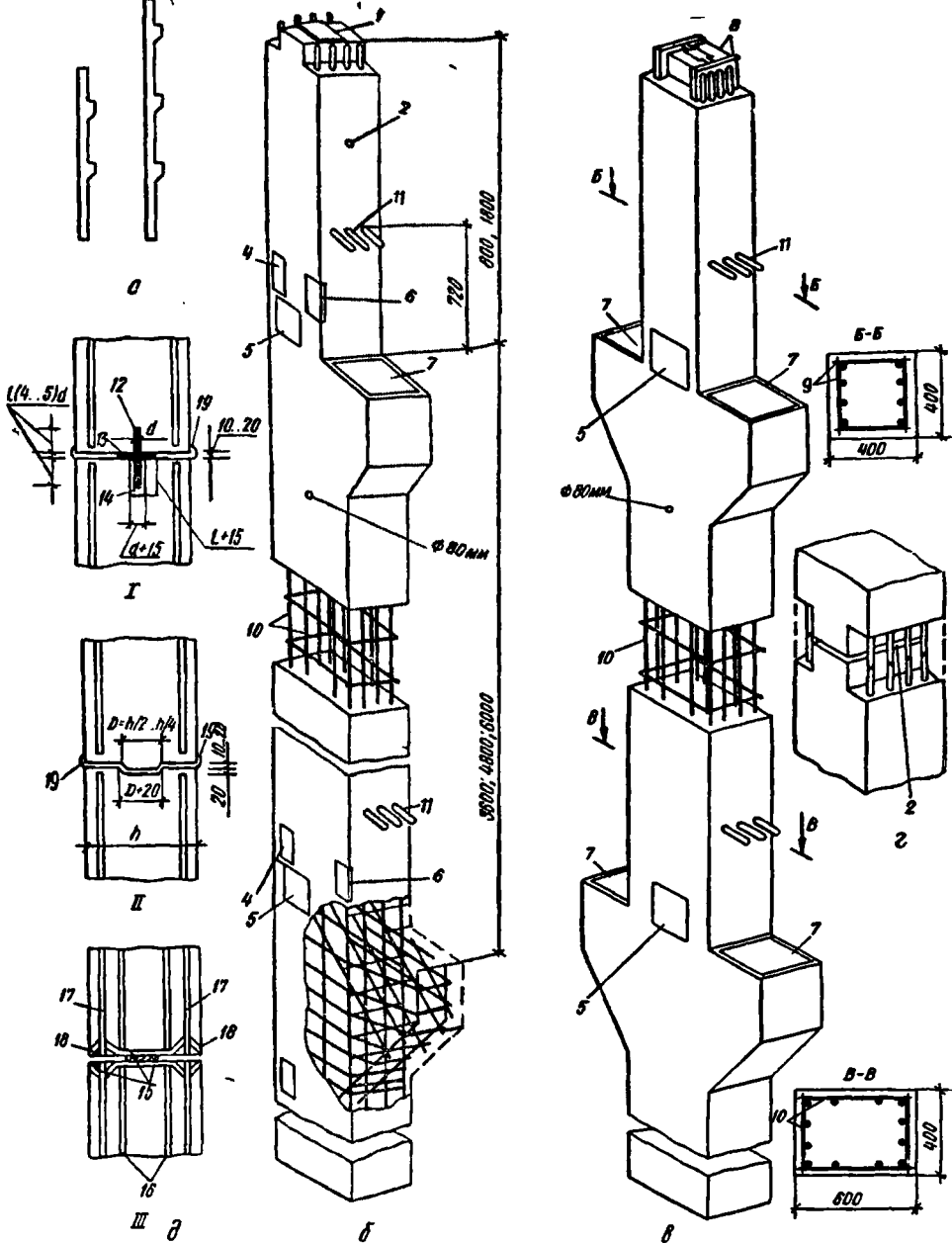


Рис. 12.48. Збірні колони з консолями багатопверхових промислових будівель:

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; *1* — стик з центруючим штирем; *11* — стик з виступом верхньої колони і гніздо у нижній; *111* — стик зі сталевими пластинами на торцях колон; *1...7* — закладні деталі; *8* — металева обойма з кутників та листів; *9* та *10* — просторові арматурні каркаси колон; *11* — арматурні випуски для стиків із ригелями; *12* — штир; *13* — центрувальні прокладки; *14* — гніздо, *15* — сталеві пластини (умовно не заштриховано); *16* — арматурні стержні, оперті торцями на пластини; *17* — стержні, які пропускають крізь отвори в пластинях і зварюють із ними; *18* — зварні шви; *19* — заповнений розчином зазор між колонами

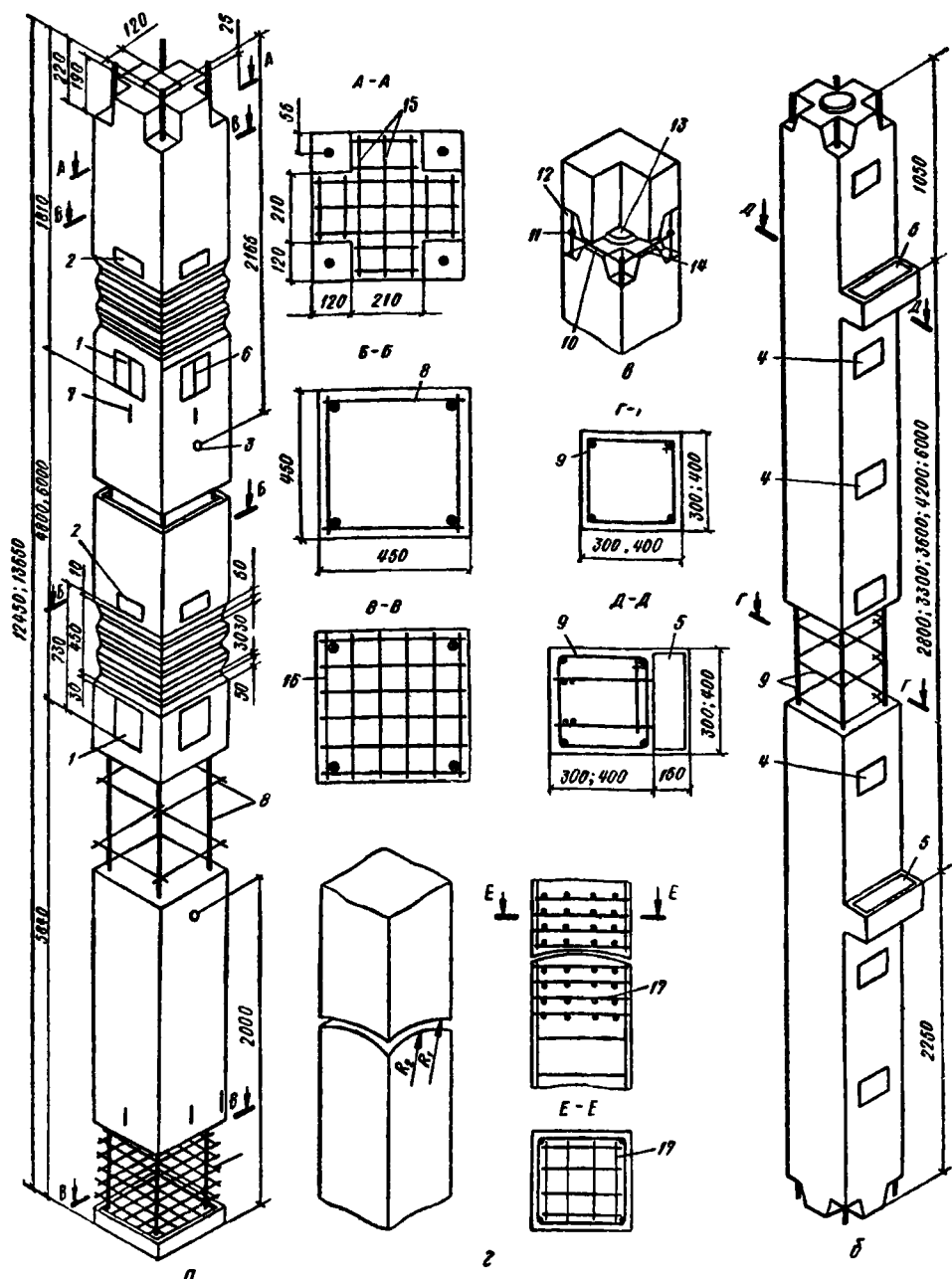


Рис. 12.49. Збірні колони багатопверхових будівель:

a — з безбалковими перекриттями; *б* — із в'язевим каркасом, *в* — жорсткий стік колон із ванним зварюванням чотирьох робочих стержнів; *г* — шарнірний стік колон; 1...5 — закладні деталі *б* — риска, що фіксує вісь закладної деталі; 7 — риска геометричних осей; 8 та 9 — арматурні каркаси; 10 — заливання цементним розчином, 11 — ванне зварювання; 12 — бетон замоноличування, 13 — центральний бетонний виступ, 14 — додатковий хомут; 15...17 — сітки непрямого армування

(рис. 12.49, а...в). Торці колон, що стикаються, мають центруючі бетонні виступи або прокладку на нижній колоні у вигляді сталльної пластини завтовшки 3...6 мм розмірами не більш як 1/3 відповідного розміру сторони поперечного перерізу колони.

Якщо робоча арматура колон зосереджена біля двох протилежних граней (рис. 12.48, 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 150 мм 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 А-III 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 (п. 7.5). В разі розрахунку в стадії монтажу зусилля, що діє в стіку, сприймається бетоном колони, який працює на місцеве стискання під центруючим виступом і випусками робочої арматури. Тоді несучу здатність стику визначають із залежності

$$N \leq 0,75R_{b,red}A_{loc,1} + 0,5\varphi_s R_{sc}A_{sc}, \quad (12.103)$$

де

$$R_{b,red} = R_b\varphi_b + \varphi_{\mu xy}R_{s,xy}$$

Тут

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc,1}} \leq 3,5.$$

$A_{loc,1}$ — площа центруючого виступу або прокладки; $A_{loc,2}$ — площа перерізу колони без площі підрізків; φ_s — коефіцієнт поздовжнього згинання для випусків арматури, який визначають за СНиП 11-23-81*. Стальні конструкції (табл. 72) при l_0 , що дорівнює фактичній довжині зварюваних випусків; A_{sc} — площа перерізу всіх випусків. Решту позначень див. п. 7.5.

Приклади розрахунку стиків колон наведено в навчальній [6, 7] та нормативній [19] літературі.

У промислових будівлях широко застосовують жорсткий стик з закладними металевими обоймами з кутиків та листів на торцях

колон (рис. 12.48, в). Для центрування колон під час монтажу до однієї з обойм приварюють центрувальну прокладку завтовшки $t = 3 \dots 4$ мм.

Випуски поздовжніх стержнів із колон приварюють до обойм під час виготовлення їх. До обойм приварюють також стикові стержні або накладки, площа перерізу яких дорівнює площі перерізу поздовжньої арматури колони. Зварні шви розраховують на зусилля, яке сприймають стикові стержні. Після заливання жорстким розчином зазора між обоймами та забетонування по сітці стик стає рівноміцним перерізу колони. Проте він металомісткий і його виконання потребує великого обсягу робіт, пов'язаних з ручним дуговим зварюванням. У даному стику сумарну площу стикових стержнів A_{sc} приймають рівною $1,25A_{s,tot}$, де $A_{s,tot}$ — площа перерізу робочої поздовжньої арматури однієї з колон, що стикаються, з більшим процентом армування. Діаметр стикових стержнів звичайно приймають рівним діаметру робочої арматури колон. Довжину зварних швів для кожного стержня робочої арматури визначають із залежності (12.89).

Стики колон безбалкових перекриттів, як правило, аналогічні до жорстких стиків колон рамних каркасів із ванним зварюванням випусків робочої поздовжньої арматури. Вони можуть розміщуватись у межах висоти перекриття. Такі стики більш трудомісткі.

В разі осьового прикладання поздовжньої сили або при важко навантажених колонах і незначних згинальних моментах можна застосовувати шарнірні стики з обривом робочої арматури.

Якщо ексцентриситети поздовжніх сил менші за $0,17h$, стики збірних колон можна робити контактними. При цьому торці колон з'єднують шаром цементного або полімерного розчину з обривом робочої поздовжньої арматури (рис. 12.48, д). У таких стиках першого типу (рис. 12.48, д, I) з торця колони виступає штир діаметром 32...36 мм, який заводять у заповнене розчином гніздо нижньої колони через отвір у центрувальній прокладці. Шов між торцями колон заливають розчином. У стику другого типу (рис. 12.48, д, II) торець верхньої колони в центрі має виступ, а на торці нижньої колони — гніздо прямокутної чи круглої форми в плані, що відповідає цьому виступу. Зазор між торцями стикованих колон заповнюють розчином як і в стиках першого типу.

Поздовжні робочі стержні в стиках першого і другого типів віддалені від бетонної поверхні торців не більш як на 10 мм.

У контактному стику третього типу (рис. 12.48, д, III) передбачають сталеві пластини на торцях колон, які зварюють зі стержнями поздовжньої арматури у виштампуваних або роззенкованих отворах. При цьому число з'єднаних стержнів визначають розрахунком на монтажні навантаження і приймають не менш як чотири (кутових) стержні. Решту (проміжні) стержнів установлюють плоскими торцями в упор до пластин і приварюють до них дуговим зварюванням. Погім

торцеві пластини з'єднують зварними швами по всьому периметру або по кутах перерізу.

Стики першого та другого типів у стадії експлуатації розраховують як позацентрово стиснуті бетонні елементи з урахуванням непрямого армування. Розрахунковий опір бетону $R_{b,red}$ помножують при цьому на коефіцієнт умови роботи $\gamma_b = 0,9$ в разі заповнення шва цементним розчином і $\gamma_b = 1$, коли користуються полімерним розчином.

Якщо стик збірних колон сферичний (рис. 12.49, з), торці колон звичайно з'єднують без розчину.

Радіус опуклої поверхні дорівнює $1,2...1,5h$, де h — розмір більшої сторони поперечного перерізу колони. Радіус угнутої поверхні приймають на 5...8 % більшим за радіус опуклої поверхні для зручності монтажу такого стику.

Кінці стикованих колон зміцнюють непрямим армуванням. Розраховують його відповідно до п. 7.5 із урахуванням коефіцієнта $\gamma_b = 0,65$, який вводять до розрахункового опору R_b .

Фундаменти під колони багатопверхових будівель бувають окремі під кожною колоною, стрічкові — під рядами колон і суцільні — під усією будівлею у вигляді безбалкових або ребристих плит коробчастого перерізу. Основні відомості щодо проектування їх наведено в п. 11.7.

12.6. Діафрагми

Діафрагми — це жорсткі вертикальні диски на всю висоту будівлі зі в'язевими або рамно-в'язевими каркасами (рис. 12.50, а). Їхнє призначення — сприймати всі горизонтальні навантаження, що опричиняють переміщення будівлі. Діафрагми роблять переважно зі збірних елементів. Це комплексна конструкція, до складу якої входять колони каркаса і встановлені між ними спеціальні стінові панелі (рис. 12.7, а), які бувають із консолями і без них. В разі розміщення панелей в площині, паралельній напрямку ригелів, вони замінюють ригелі і плити перекриття і опираються на консолі панелей діафрагм (рис. 12.50, б). Панелі діафрагм без консолей розміщують між колонами в площині, паралельній плитам перекриття.

Спільна робота колон та стінових панелей під дією вертикальних і горизонтальних навантажень, тобто зсувальних зусиль між елементами діафрагм, забезпечується зварюванням закладних деталей колон та панелей. При цьому враховують коефіцієнт піддатливості швів. Після зварювання закладних деталей стики колон та панелей бетонують жорстким цементно-піщаним розчином. Товщина шва — 10 мм.

Панелі стін виготовляють із важкого бетону класів B_{20} , B_{25} . Товщина їх — 140...180 мм. Панелі стін армують по периметру двома

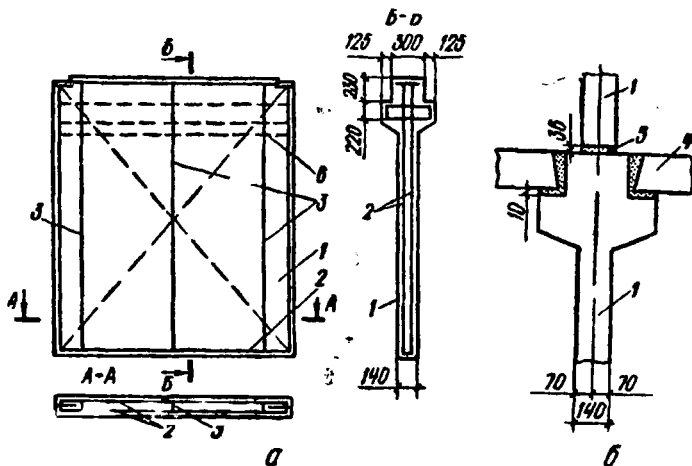


Рис. 12.50. Збірні панелі діафрагм без прорізів:

а — загальний вигляд армування (бічні закладні деталі умовно не показано); *б* — опирання плит перекриттів на панелі діафрагм із консолями; 1 — панель діафрагми; 2 — арматурні сітки; 3 — вертикальні арматурні каркаси; 4 — плити перекриття; 5 — цементний розчин; 6 — перерізи, в яких армування консолей умовно не показано

зварними сітками і вертикальними зварними каркасами, а консолі панелей — горизонтальними зварними сітками.

Зусилля в каркасних діафрагмах визначають при статичному розрахунку будівлі (див. п. 12.3.1), а розрахунок перерізів на міцність виконують відповідно до рекомендацій розд. 7.

12.7. Панелі зовнішніх і внутрішніх стін

Панелі зовнішніх стін можуть бути одношарові чи багатшарові. 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.

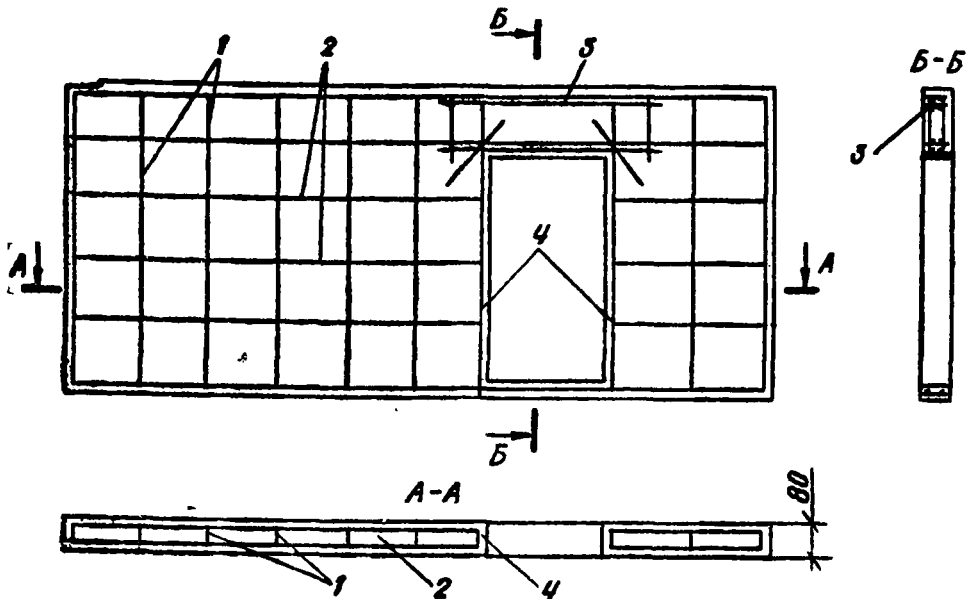


Рис. 12.51. Армування панелі з прорізом для внутрішньої несучої стіни:

1 — вертикальні арматурні каркаси; 2 — те саме, горизонтальні; 3 — арматурний каркас перемички; 4 — арматурні каркаси, розміщені по бічних гранях прорізу

Двошарові панелі мають подвійне армування: несучий внутрішній шар містить двостороннє армування з поздовжніх стержнів поперечних каркасів та сіток; зовнішній утеплювальний шар із великопористого бетону армують сіткою.

У тришарових панелях зовнішній і внутрішній шари армують аналогічно до одношарових панелей, а сполучні ребра між ними — каркасами.

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. 12.51). Поздовжні стержні вертикальних та горизонтальних каркасів роблять зі сталі класу А-III 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. Просторова арматура каркаса 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.

12.8. Об'ємні блоки

Об'ємні блоки конструюють відповідно до діючих у них зусиль.

Стінки блока типу «ковпак» із кутовим спіранням (рис. 12.17, а) армують сітками з арматурного дроту класу Вр-І діаметром не менш як 3 мм з розміром вічка сітки не менш як 250 × 250 мм, які встановлюють у центрі перерізу. Кути і потовщення армують каркасами. Для п'ятиповерхових будівель робочу арматуру каркасів приймають діаметром не менш як 8 мм, а для дев'ятиповерхових — не менш як 8...12 мм. Поперечне армування виконують замкнутими хомутами зі стержнів діаметром не менш як 5 мм і кроком не більш як 50 мм.

Плиту стелі блока армують сітками з дроту класу Вр-І.

Стіни об'ємного блока з'єднують із плитою стелі за допомогою вутів (потовщень), армованих кутовими каркасами або сітками (рис. 12.52).

Стінки блоків із несучими стінами армують сітками з дроту класу Вр-І, які заводять у суміжні стіни на 300...400 мм. У кутах з'єднання стін передбачають вути, які армують каркасами зі стержнів діаметром 10...12 мм. У місцях спряжень плити стелі з несучою стіною встановлюють додаткову арматуру, яку заводять у стіну та плиту стелі на величину, що дорівнює 1/4 меншого розміру відповідно стіни або стелі. На ділянках стін завширшки 200...300 мм, що прилягають до дверного чи віконного прорізу, переріз робочої арматури звичайно збільшують в 1,5...2 рази. Робочу арматуру перемичок заанкерують у простінках. Дверний проріз обмежують знизу перемичкою заввишки 40...50 мм або окремими стержнями діаметром не менш як 10 мм, які приварюють до низу сітки несучої стіни.

Рибристу плиту підлоги армують сітками, а її ребра — каркасами. Приклад армування об'ємного блока наведено на рис. 12.52.

Контрольні запитання

1. Які можливі конструктивні системи багатопверхових будівель?
2. Які несучі елементи застосовують у каркасних, стінових та ствольних будівлях?
3. Які конструктивні особливості будівель, що зводяться методом піднімання поверхів або перекриттів?

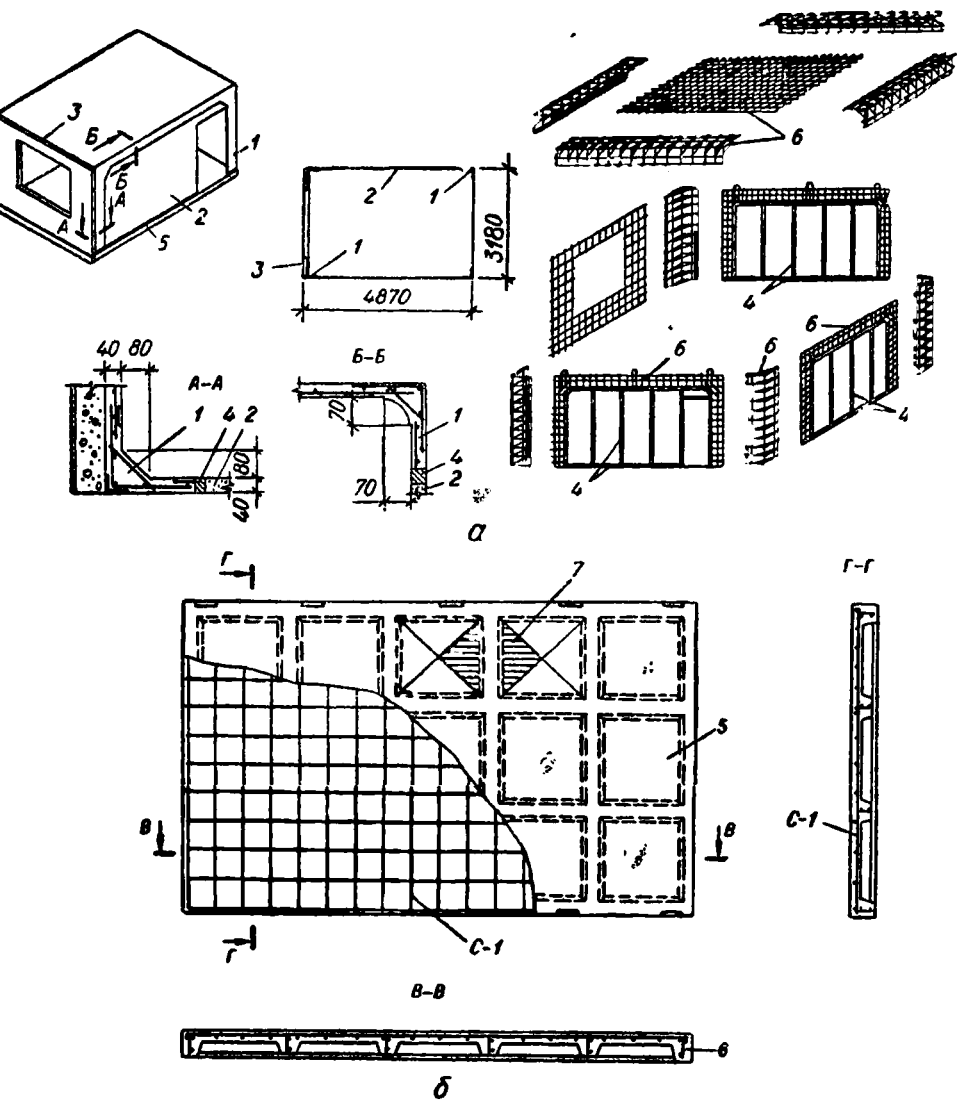


Рис. 12.52. Армування блока типу «сковпак»:

a — армування стін та стелі; *б* — армування плити підлоги; 1 — важкий бетон; 2 — легкий бетон; 3 — утеплювач; 4 — каркас із дерев'яних рейок; 5 — плита підлоги; 6 — арматурні каркаси; 7 — площа, з якої збирається навантаження на ребро плити підлоги

4. У чому відмінність рамних, в'язевих та рамно-в'язевих каркасних будівель? Їхні переваги і недоліки.
5. Як класифікують ствольні будівлі за способом опирання міжповерхових перекриттів?
6. Які можливі конструктивні системи безкаркасних будівель?
7. Які системи будівель із об'ємних блоків застосовують, їхні особливості?

8. У чому полягають переваги і недоліки монолітних та збірно-монолітних багатопверхових будівель?
9. Які навантаження беруть до уваги при розрахунку багатопверхових будівель?
10. Які особливості розрахунку в'язевих та рамно-в'язевих каркасів будівель?
11. Які розрахункові схеми приймають для безкаркасних будівель?
12. У чому особливість розрахунку будівель із об'ємних блоків?
13. Чим відрізняється армування балкових плит та плит, опертих по контуру?
14. Які переваги і недоліки монолітних ребристих перекриттів?
15. Як і в яких перерізах визначають зусилля в балкових плитах, другорядних та головних балках?
16. Чим гарантується міцність похилих перерізів другорядних та головних балок відносно поперечної сили?
17. З якою метою і в яких конструкціях перерозподіляють згинальні моменти?
18. Як армують плити та балки монолітних ребристих перекриттів із балковими плитами?
19. Які особливості розрахунку та конструювання плит і балок монолітних перекриттів з плитами, опертими по контуру?
20. Які конструкції збірних балкових перекриттів застосовують.
21. Які типи плит та ригелів застосовують у збірних балкових перекриттях?
22. Які конструкції жорстких та шарнірних стиків збірних ригелів балкових перекриттів? Принципи розрахунку їх.
23. Які особливості конструкцій та розрахунку збірно-монолітних балкових перекриттів?
24. Які переваги і недоліки безбалкових перекриттів?
25. Як розраховують і конструюють монолітні безбалкові перекриття?
26. Яка конструкція збірних безбалкових перекриттів і особливості розрахунку їх?
27. Які конструкції колон застосовують у багатопверхових промислових та цивільних будівлях? Їхні перерізи та армування.
28. Які конструкції стиків колон, принципи розрахунку та армування їх?

Розділ 13

ТОНКОСТІННІ ПРОСТОРОВІ ПОКРИТТЯ

13.1. Основні відомості

Просторові покриття відомі з давніх давен. Це куполи палацових, культових та інших будівель Стародавнього Риму, Візантії та Стародавньої Русі. Їх зводили з кам'яної кладки або дерев'яних конструкцій. З появою залізобетону виникають нові конструктивні форми — циліндричні оболонки довгі і короткі, складки, куполи, висячі покриття та ін.

На території колишнього СРСР вперше монолітні циліндричні оболонки було побудовано над резервуаром для води в Баку (1925 р.), над будівлею Харківського поштамту (1928 р.), Московської автобази (1929 р.) та ін. Купол діаметром 55,5 м над будівлею театру в Новосибірську, побудований в 1934 р. за проектом Т. Л. Пастернака, був найбільшим просторовим покриттям свого часу.

Інтенсифікація виробництва, створення великогабаритних літаків, розвиток спорту, потреби культури зумовили будівництво таких

будівель, як ангари, палаци спорту та культури з прольотами до 100 м і більше. Для їхніх покриттів почали широко використовувати збірні та збірно-монолітні просторові конструкції з попереднім напруженням арматури. Наприклад, оболонки подвійної кривизни розмірами в плані 18 × 18 та 40 × 40 м, покриття заводських будівель у Ленінграді, бочарні склепіння прольотом 100 м і циліндричні оболонки розмірами в плані 12 × 24 м (м. Канськ). Споруди із збірних оболонок різних типів та розмірів було зведено у Москві, Києві, Тбілісі, Мінську, Єревані, Баку, Ризі, Таллінні, Красноярську, Цхалтубо, Черкасах, Дніпропетровську та в інших містах. Наприклад, покриття спортивного залу «Дружба» у Москві прольотом по діагоналі 96 м, покриття торговельного центру в Мінську розміром 103 × 103 м, покриття спортивно-концертного залу в Єревані розміром 120 × 190 м, оригінальні конструкції збірних куполів у Києві та Донецьку над цирками діаметром до 41,2 м, у Тбілісі над Палацом спорту діаметром 75,2 м.

Було побудовано економічні вантові покриття палаців спорту, ринків, олімпійських споруд у Москві, Ленінграді, Києві та інших містах. Наприклад, покриття торговельного залу розміром 54 × × 102 м, гаража діаметром 161 м у Києві.

Просторові покриття вигідно відрізняються від площинних конструкцій. Ними можна перекривати великі прольоти при значно меншій загальній масі покриття порівняно з варіантом із уніфікованих плоских конструкцій. Із збільшенням прольоту істотно знижується витрата матеріалів на 1 м² площі, що перекривається. У цьому випадку економії досягають в результаті раціонального розподілу матеріалу і зменшення числа опор, фундаментів та інших конструкцій, а також виконання тією самою конструкцією одночасно несучих і захисних функцій.

У таких конструкціях відсутнє багатоступінчасте передавання навантажень, наприклад снігового — з панелей на кроквові, а потім на підкровокві конструкції і, як наслідок, робота покриття в двох напрямках, що сприяє відповідному розподілу зусиль, тобто уникненню концентрації їх і в результаті цього підвищенню просторової жорсткості та міцності конструкції. Знижується будівельна висота конструкції завдяки підвищенню її жорсткості та міцності. При товщині оболонки 10...12 см і прольоті 30...36 м її висота в 1,5...1,7 раза менша, ніж при застосуванні кроквових ферм. Поліпшується архітектурна виразність, зумовлена різноманітністю геометричних форм оболонок і придатністю їх для будівель різного призначення. Підвищується ефективність використання матеріалу в конструкції. Досвід застосування просторових конструкцій показує, що при середніх прольотах економиться 20...30 % бетону і 10...15 % сталі; із збільшенням прольоту до 100 м економія бетону досягає 50 % порівняно з покриттями

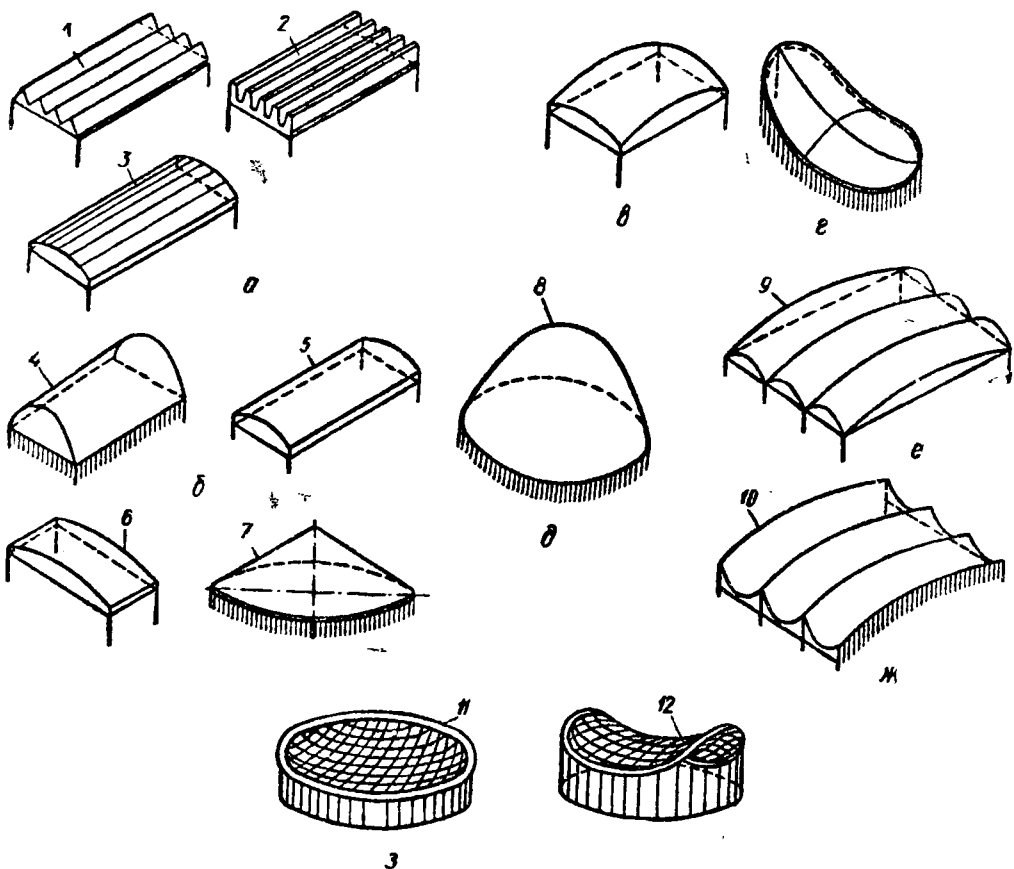


Рис. 13.1. Схеми тонкостінних просторових конструкцій покриттів:

a — призматичні складки; *б* — оболонки нульової гауссової кривизни; *в* — те саме, додатної; *г* — те саме, від'ємної; *д* — оболонки з вертикальною віссю обертання; *е* — оболонки з горизонтальною віссю обертання; *ж* — гіперболічні оболонки; *з* — висячі конструкції; *1* — балкова складка з трикутним поперечним перерізом; *2* — те саме, трапециватим; *3* — те саме, зі склепінням (призматичні опуклі складки); *4* — оболонка-склепіння; *5* — довгі циліндричні оболонки; *6* — те саме, короткі; *7* — конічна оболонка; *8* — купол; *9* — бочарні склепіння; *10* — гіперболічні оболонки; *11* — опорне кільце; *12* — контурна балка

з площинних елементів; для великих прольотів прийнятні лише просторові покриття.

Удосконалюються існуючі і створюються нові методи зведення конструкцій. Наприклад, застосовуючи ефективніші конструкції, можна збільшувати прольоти покриттів при механізмах тієї самої вантажності.

Залізобетонні просторові покриття застосовують у вигляді призматичних складок (рис. 13.1, *a*), оболонок нульової (рис. 13.1, *б*), додатної (рис. 13.1, *в*) і від'ємної (рис. 13.1, *г*) гауссової кривизни, оболонок із вертикальною (рис. 13.1, *д*) та горизонтальною (рис. 13.1, *е*) осями обертання, гіперболічних параболоїдів

(рис. 13.1, ж) та висячих конструкцій (рис. 13.1, з). Вони складаються із системи тонкостінних оболонок (тонких плит) та контурних елементів (бортових елементів, опорних кілець, діафрагм балкових або ґратчастих). Контури оболонок бувають криволінійні або многогранні.

Досвід будівництва свідчить про доцільність застосування збірних оболонок, які роблять суцільноформованими або складеними з кількох елементів. Це диктується умовами індустриального виготовлення, транспортування і монтажу конструкцій. У закордонній практиці монолітні конструкції застосовують частіше, ніж збірні, бо технологія їх більш відпрацьована.

Одне із завдань науково-технічного прогресу в галузі будівництва — зниження маси конструкцій і економія матеріалів. Використання легких бетонів, наприклад керамзитобетону класів В30.. В40, дає можливість зменшити масу конструкції до 20 % і витрату сталі — до 10.

Застосування сталевібробетону і, особливо, укладання його методом торкретування дає можливість виготовляти тонкостінні конструкції складних поверхонь, дисперсне армування краще від спрямованого сприймає об'ємні розтягувальні зусилля, дає змогу повніше використовувати роботу бетону на розтягання, зменшити витрату сталі до 20 %. При цьому процеси армування і бетонування поєднуються.

Відомості про сталевібробетонні конструкції наведено в навчальному посібнику [9].

Істотного зниження маси і збільшення прольотів конструкцій досягають завдяки застосуванню армоцементних покриттів у вигляді довгих оболонок, складок, склепінь хвилястих та полігональних. Відомості про армоцементні конструкції та їхні особливості наведено в [22].

13.2. Геометричні форми і напружений стан у перерізах конструкцій

Просторові покриття мають криволінійні контури поверхні. Геометричні властивості їхніх поверхонь визначаються кривизною ліній у різних напрямках. У будь-якій точці поверхні є два взаємно перпендикулярних напрями, яким відповідають найбільші і найменші значення радіусів кривизни. Такі криві називаються *головними лініями кривизни*. Їх добуток називають *гауссовою кривизною*. Кривизна опуклістю вгору є додатною, а угнута вниз — від'ємною, наприклад: купол, еліптичний параболоїд, сфера мають плюсову гауссову кривизну, а гіперболічний параболоїд, параболоїд обертання — мінусову. Циліндричні, призматичні та конічні поверхні характеризуються нульовою гауссовою кривизною. Вони утворюються рухом прямої лінії уздовж криволінійних напрямних і називаються *лінійчастими*. Їм властива простота розрахунку і виготовлення.

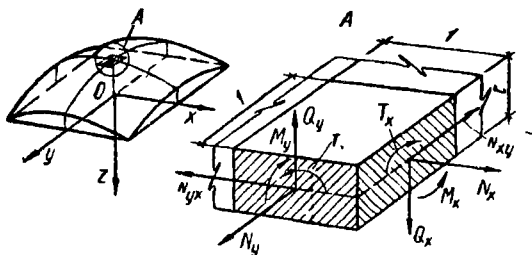


Рис. 13.2. Поверхня оболонки і зусилля, що діють у ній

Схема просторового покриття визначається призначенням споруди, розмірами, архітектурними вимогами і способом зведення.

Термін «кривизна» характеризує також розподіл головних зусиль у різних напрямках поверхонь. У конструкціях додатної гауссової кривизни тонкостінна просторова частина зазнає стискувальних зусиль, а опорні контури — розтягувальних. При від'ємній гауссовій кривизні розтягання виникає не тільки в нижніх елементах контурних ферм, а й у тонкостінній частині по діагоналях оболонки.

У нормальних перерізах оболонок (рис. 13.2) у загальному випадку на одиницю довжини виникають такі зусилля: нормальні N_x та N_y , зсувні N_{xy} та N_{yx} , згинальні моменти M_x та M_y , поперечні сили Q_x та Q_y і крутні моменти T_x та T_y . У зв'язку з малою жорсткістю на згинання тонкостінних оболонок зусилля N_x , N_y та N_{xy} , спричинені зовнішніми навантаженнями, вважаються прикладеними по осі перерізу. В результаті цього для більшості оболонок покриттів, навантажених власною вагою та снігом, по всьому полю оболонки виникає безмоментний напружений стан, при якому напруження від згинання дуже малі порівняно із зусиллями, що діють у межах її товщини (стискувальними, розтягувальними, зсувними). Лише в зонах викривлення і зміни кривизни серединної поверхні оболонки, у місцях прилягання її до контурних елементів або різкої зміни навантаження, а також у місцях прикладання зосереджених сил проявляється повний моментний напружений стан, при якому напруження, що діють у межах товщини оболонки, істотно менші від напружень, спричинених згинанням.

Мішаний напружений стан буває, коли напруження від згинання в межах товщини оболонки і по всьому її полю одного порядку. У зв'язку з тонкостінністю конструкції моментний і мішаний напружений стані не бажані для залізобетонних оболонок, оскільки це спричиняє збільшення товщини перерізу і витрати арматури. Тому безмоментний напружений стан забезпечується за умови відносно малої товщини, її сталості або плавної зміни перерізу оболонки.

Для пологістих оболонок безмоментний напружений стан виражається рівнянням

$$\rho_y \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \rho_x \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - 2\rho_{xy} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} = -(g + s), \quad (13.1)$$

де g та s — розподілені стале та снігове навантаження, нормальні до поверхні оболонки.

Функція напружень $\varphi(x, y)$ пов'язана з внутрішніми зусиллями оболонки умовами

$$N_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}; \quad N_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}; \quad N_{xy} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y}. \quad (13.2)$$

Кривизну поверхні ρ_x, ρ_y у напрямках Qx та Qy і кривизну крутіння поверхні ρ_{xy} визначають із залежностей

$$\rho_x = \frac{\partial^2 z}{\partial x^2}; \quad \rho_y = \frac{\partial^2 z}{\partial y^2}; \quad \rho_{xy} = \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}, \quad (13.3)$$

де $z = f(x, y)$ — рівняння серединної поверхні оболонки.

Прогин серединної поверхні w у місцях місцевого згинання уздовж осі Qx визначають з використанням лише однієї координати. При цьому повний напружений стан виразиться умовою

$$-D \frac{\partial^2 w}{\partial x^4} + \rho_x N_x + \rho_y N_y + 2\rho_{xy} N_{xy} = -(g + s), \quad (13.4)$$

де D — циліндрична жорсткість оболонки на згинання $D = \frac{EI}{1-\nu^2} \approx \approx E \frac{t^3}{12}$; t — товщина оболонки; $\nu = 0,2$ — коефіцієнт Пуассона для бетону.

13.3. Конструктивні вимоги і розрахункові положення

Оболонки бувають монолітні, збірні і збірно-монолітні. Суцільні оболонки характеризуються великою масою і значною трудомісткістю виготовлення та монтажу.

Збірні оболонки складають з плоских або циліндричних елементів, що мають контурні, а іноді діагональні ребра і характеризуються високою індустріальністю.

Стрілу підйому монолітних оболонок приймають від 1/10 до 1/5 прольоту. Кут нахилу дотичної до поверхні покриття з горизонтом за умови бетонування має не перевищувати 35° .

Плити оболонок бувають гладкі завтовшки $t = 40 \dots 60$ мм (1/200... 1/300) l_2 і ребристі завтовшки не менш як 30 мм. Товщина може бути постійна і змінна по довжині хвилі.

Бортовими елементами можуть бути балки, рами або арки, як правило, прямокутного і квадратного перерізу заввишки не менш як 1/80 прольоту.

Спряження плити з бортовими елементами має бути плавне з вутами завширшки $10t$. Якщо наявність вута недостатня для сприйняття крайових згинальних моментів, то в місці спряження плиту потовщують від $0,5t$ до t .

Щоб забезпечити місцеву стійкість, поле оболонок підсилюють поперечними ребрами, відстань між якими має не перевищувати $7\sqrt{rt}$ (де r — радіус кривизни оболонки, см; t — її товщина, см).

Збірні елементи з умов міцності та жорсткості на період виготовлення, транспортування та монтажу окантовують по периметру ребрами. У цьому випадку утворюється ребриста оболонка. Висота ребер h дорівнює $1/20$ їх довжини, ширина b — 40 мм.

Оболонки складають із малого числа різнотипних елементів, зручних для монтажу.

У місцях дії крайових моментів та максимальних розтягувальних напружень плиту при потребі потовщують шаром додатково армованого монолітного бетону.

Міцність вузлів та стиків конструкцій має відповідати характеру та інтенсивності зусиль, які діють у них. Крім того, вони мають бути надійними і простими в складанні.

Стики заповнюють бетоном. Товщина шва при висоті стику до 100 мм не менш як 30 мм, а понад 100 мм — не менш як 50 мм. При замонолічуванні стиснутих стиків дрібнозернистим бетоном необхідно враховувати знижений модуль його пружності.

Зусилля в перерізах оболонки визначають, виходячи з наявності або відсутності тріщин у розтягнутих зонах згідно з нормами [13]. До утворення тріщин (при початкових навантаженнях) оболонка деформується пружно. Із збільшенням навантаження і появою тріщин у бетоні та арматурі збільшуються напруження і розвиваються непружні деформації до стадії граничної рівноваги.

Пружну роботу оболонок вивчено краще, але при цьому міцність і деформативність їх оцінюються не повно. Перспективнішим є розрахунок за стадією граничної рівноваги. Цей розрахунок дає можливість підвищити надійність та економічність конструкції, але вивчений і розроблений він ще недостатньо.

Перерізи оболонок розраховують за двома групами граничних станів із урахуванням зусиль, що виникають під час виготовлення і монтажу. Розрахунок виконують відповідно до вимог нормативних документів [19, 20, 32].

У розрахунку приймають серединну поверхню гладкої плити або підсилену ребрами оболонку у вигляді многогранника чи складки.

Для оболонок ребристих, коробчастого поперечного перерізу, складчастих та хвилястих склепінь, а також многогранників за серединну поверхню приймають поверхню, в якій лежать центри ваги поперечних перерізів. Усереднена зведена товщина оболонки становить

$$t_{red} = \frac{A_{red}}{b_f}, \text{ а усереднена зведена жорсткість } B_{red} = \frac{EI_{red}}{b_f} \text{ (де } A_{red}$$

та I_{red} — відповідно площа і момент інерції зведеного двотаврового перерізу з шириною полиці, що дорівнює b_f ; якщо $\mu \leq 1\%$, то площу і момент інерції приймають, як для бетонного перерізу). Додаткові моменти і нормальні сили, що виникають у місцях перелому граней дійсної поверхні, можна визначати наближено.

Розрахунковий проліт оболонок, многогранників та складок вважають як відстань між осями їхніх опор, а розрахунковий розмір їхніх сторін у плані відповідає відстані між осями відповідних бортових елементів або діафрагм.

Розрахунок збірних просторових покриттів та їхніх елементів проводять у стадії виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації. Монолітні конструкції, у тому числі попередньо напружені, розраховують на міцність та тріщиностійкість при розкружаленні. У розрахунку збірних оболонок беруть до уваги зусилля, що виникають у стадії монтажу до замонолічування оболонки. Міцність бетону на розтягання у швах збірних оболонок при обтискуванні їх напруженою арматурою не враховують. Збірно-монолітні конструкції після досягнення бетоном замонолічування проектної міцності розраховують як монолітні.

Діафрагми та бортові елементи розраховують за правилами будівельної механіки на дотичні зусилля, що передаються з оболонки. Крім того, коли потрібно почепити до покриття зосереджені навантаження, їх прикладають до контурних конструкцій і враховують у спільному розрахунку покриття.

Прогини просторових покриттів мають не перевищувати значень, наведених у нормах [13]. При цьому для оболонок подвійної кривизни та многогранників прольотом $18...60 \text{ м} / f \leq 1/400$ прольоту, а прольотом понад $60 \text{ м} - f \leq 1/500$ прольоту.

Стискувальні зусилля в конструкціях сприймаються бетоном та арматурою, а розтягувальні — арматурою. Попереднє напружування арматури підвищує тріщиностійкість та жорсткість оболонок, тобто поліпшує експлуатаційні якості їх. Застосування високоміцних бетонів та сталей дає можливість реалізувати значну частину їхніх пружних деформацій і наблизити їхній експлуатаційний стан до пружної стадії. При цьому зменшується маса конструкцій і настає можливість членування оболонок на дрібні елементи з подальшим їх об'єднанням в єдину систему.

Гладкі оболонки у певних умовах розраховують і армують подрібно до балок. Їхні полиці працюють як плити. Арматура розташовується згідно з епюрою моментів. Зони з'єднання плит із бортовими елементами та діафрагмами армують подвійними сітками зі стержнів діаметром $6...10 \text{ мм}$ і кроком не більш як 200 мм . Плити завтовшки понад 8 см армують подвійними сітками.

Ребра збірних оболонок армують зварними каркасами, поздовжні стержні визначають розрахунком на згинання в стадіях виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації, поперечні стержні приймають діаметром $5...6 \text{ мм}$ з кроком $200...250 \text{ мм}$.

Попередньо напружувану арматуру розташовують у розтягнутих елементах (опорні кільця куполів, стяглі діафрагми та ін.), у розтягнутих зонах елементів, що працюють на згинання (бортові елементи,

ребра та ін.), а також в інших ділянках оболонки, де діють значні зсувні і розтягувальні зусилля. Для цього можна використовувати всі види високоміцної арматури — стержні, канати, високоміцний дріт тощо. Арматуру натягують на упори стенда або на бетон. При натягуванні на бетон арматура може розміщуватися в каналах або в пазах з подальшим надійним заповненням їх дрібнозернистим бетоном класу не нижче як B_{20} для ін'єкції каналів та B_{10} для заповнення пазів або швів.

Перерізи елементів, де розміщується напружена арматура, розраховують на зусилля обтискування і, як правило, потовщують.

При дії на стик стискувальних зусиль, прикладених по осі або позацентрово (ексцентриситет у межах ядра перерізу), а також при незначних зсувних зусиллях із урахуванням напруження зчеплення бетону замоноличування із збірними елементами $\tau_g \leq 0,25R_{bt}$ можливе конструктивне армування стику із з'єднанням арматурних випусків унапусток. Для зменшення зони перепуску арматури допускаються петльові стики. У стиках, які працюють на розтягання, зусилля має сприйматися надійно заанкереною або звареною арматурою.

Для сприйняття зсувних зусиль, а також комбінації їх з нормальними зусиллями у стик передбачають шпонки, які підлягають розрахунку. При передаванні через стик зосередженого зсувного зусилля у зоні його дії двох крайніх шпонок не враховують. Якщо зсувне зусилля діє по всій довжині шва, то число шпонок, що вводяться в розрахунок, не обмежується.

Головні стискувальні напруження мають не перевищувати R_b , а в зоні, де головні розтягувальні напруження більші за R_{bt} , зусилля мають сприйматися арматурою, розташованою згідно з траєкторіями відповідних напружень, або сітками з поздовжніх та поперечних стержнів. Ділянки, де головні розтягувальні напруження менші за R_{bt} , стиснуті зони армують конструктивно з умови $A_s = 0,002A_b$, але не менш як однією сіткою з дроту діаметром 3...4 мм з кроком стержнів 200 мм.

Збірно-монолітні оболонки складаються із збірних діафрагм, бортових елементів або ребер та монолітної плити. Пливу бетонують на несучій опалубці із залізобетонних або армоцементних елементів.

Контактні зусилля з плити на збірні елементи передаються в зонах омоноличування їх через шпонки, упори, випуски арматури, закладні деталі. Ці ділянки розраховують залежно від конструкції спряження елементів.

Розміри поперечного перерізу елементів приймають за розрахунком на зусилля, що діють у стадії експлуатації.

13.4. Циліндричні оболонки

Ці оболонки складаються з плити, діафрагм, окреслених по радіусу кола, та бортових елементів. Відносяться оболонки до лінійчастих поверхонь і спираються по кутах на колони.

Основні розміри оболонок: l_1 — проліт (відстань між осями діафрагм); l_2 — довжина хвилі (відстань між бортовими елементами); h — висота. Співвідношенням розмірів l_1 та l_2 визначається вид оболонки. Якщо $l_1/l_2 > 1$, то оболонки — довгі, а якщо $l_1/l_2 < 1$ — короткі.

Поперечний переріз оболонки з умови виготовлення конструкції частіше від інших (еліптичного, параболічного) приймають круговим. Нижня частина оболонки закінчується бортовими елементами, в яких розміщується розтягнута арматура і які перешкоджають горизонтальним переміщенням країв оболонки. Бортові елементи мають переріз прямокутної або кутової форми і знаходяться під або над плитою оболонки.

Оболонки можуть бути однопрольотними (рис. 13.3, а), опертими на дві діафрагми, і багатопрольотними нерозрізними, опертими також на проміжні діафрагми (рис. 13.3, б), однохвильовими та багатохвильовими (рис. 13.3, в), гладкими та ребристими.

Діафрагми бувають проміжними (рис. 13.3, б) та торцевими (рис. 13.3, а). Звичайно їх застосовують у вигляді суцільних балок, ферм або арок зі стяглями. Діафрагми сприймають опірний тиск оболонки, гарантують недеформованість її в поперечному напрямі і передають навантаження на колони.

Повна висота оболонок до низу бортового елемента становить $(1/10 \dots 1/15) l_1$ або $(1/6 \dots 1/8) l_2$. Висота попередньо напружених оболонок відповідає другому з граничних значень.

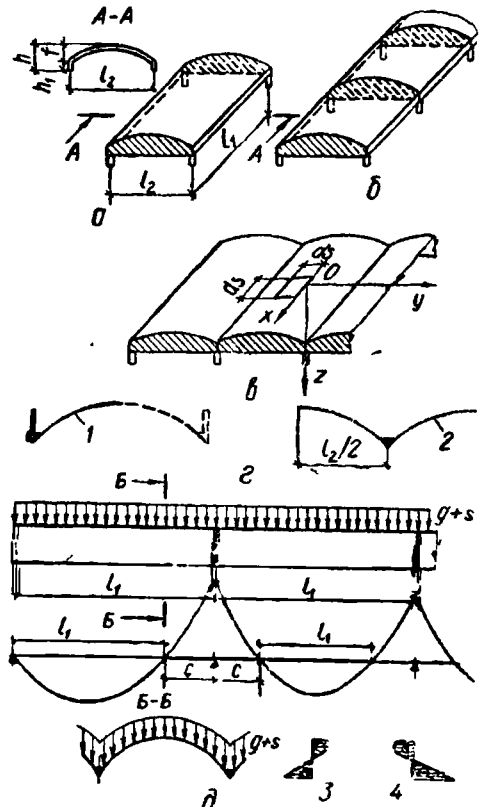


Рис. 13.3. Типи циліндричних оболонок: а — однопрольотна, б — багатопрольотна; в — багатохвильова; г — розрахункові схеми крайніх і середніх хвиль багатопрольотних оболонок; д — епюра згинальних моментів багатопрольотних оболонок; 1 — крайня півхвиля; 2 — середня хвиля; 3 — епюра нормальних напружень у прольоті; 4 — те саме, під діафрагмою

Товщина плити монолітної оболонки становить $(1/200...1/300)l_2$ і не повинна бути меншою за 50 мм, а збірної — меншою за 30 мм.

Висота бортового елемента h_1 коливається в інтервалі $(1/20...1/30)l_1$ або $(1/2,5...1/1,6)h$. Якщо до бортових елементів або поперечних ребер почеплені вантажі від 1 до 5 т, то висоту їх приймають відповідно $1/25l_1$ та $1/40l_2$.

При прольотах понад 18 м арматуру бортових елементів оболонки рекомендується попередньо напружувати. У цьому випадку бетон збірних оболонок має бути не нижчим від класу $B30$, а монолітних — не нижче від $B20$. Для оболонок без попереднього напружування арматури можна приймати відповідно бетон класів $B20$ та $B12,5$.

13.4.1. Довгі оболонки. Проліт таких оболонок $l_1 = 20...30$ м і більше, довжина хвилі звичайно $l_2 = 6$ або 12 м.

За даними досліджень деформації довгих оболонок не відповідають закону плоских перерізів, і гіпотеза про незмінність форми поперечного перерізу у цьому випадку не підтверджується. Їх слід розраховувати, виходячи з умов рівноваги нескінченно малого елемента поверхні та умов закріплення по контуру згідно з рис. 13.2. Проте згідно з експериментальними даними, крутні моменти T_x та T_y , а також згинальні M_x , що діють у поздовжньому напрямі, і відповідні їм поперечні сили Q_x незначні і ними можна нехтувати. Тому враховується тільки дія нормальних N_x та N_y і зсувних N_{xy} та N_{yx} зусиль у двох напрямках, а впоперек оболонки — згинальних моментів M_y та відповідних їм поперечних сил Q_y . Тому середні хвилі оболонок можна розраховувати як балки криволінійного профілю, а півхвилі крайніх оболонок — як однохвильові оболонки з урахуванням поперечних моментів (рис. 13.3, з).

Деформація контуру оболонки в поперечному напрямі залежить від його жорсткості. Оболонки з поперечними ребрами деформуються менше, ніж гладкі. Якщо оболонка має велику довжину і не менш як три поперечних ребра заввишки $0,25l_2$, то вона близька за характером роботи до балки.

Вид і спосіб прикладення навантаження впливають на роботу і поперечну деформацію оболонки. Видом конструкції і дією на неї навантаження по прольоту і по довжині хвилі визначається метод розрахунку оболонок на міцність (табл. 13.1). При рівномірно розподіленому симетричному навантаженні контур деформується менше, при односторонньому і зосередженому — більше. Тому довгі оболонки з жорстким контуром і симетричним навантаженням розраховують окремо в поздовжньому і поперечному напрямках, у поздовжньому як балки — за методом граничної рівноваги, а зсувні зусилля N_{xy} та N_{yx} і поперечні згинальні моменти M_y враховують, виходячи з умови рівноваги елементарної смужки оболонки, вирізаної по її довжині. У цьому випадку в багатопрольотних і консольних оболонках точки нульових перерізів, де нормальні напруження дорівнюють нулю,

Таблиця 13.1. Методи розрахунку на міцність циліндричних оболонок і призматичних складок

Метод розрахунку	Навантаження	Відношення сторін оболонок для	
		однохвильових і крайніх хвиль багатохвильових	середніх хвиль багатохвильових
1. Метод граничної рівноваги: розрахунок виконують як для балки з криволінійним поперечним перерізом (для симетричних оболонок та складок)	Симетричне, рівномірно розподілене відносно поверхні чи проєкції оболонки Симетрично, рівномірно розподілене вздовж бортових елементів Одностороннє снігове при $s \leq 0,25 (g + s)$ * Односторонні чи симетрично почеплені вантажі $F \leq 0,03 (G + F)$	$l_1/l_2 \geq 3$ **	$l_1/l_2 \geq 2$ **
2. Розрахунок виконують за пружною стадією, як тонкостінних з жорстким контуром (для будь-яких перерізів)	Будь-яке довільне симетричне навантаження	$l_1/l_2 \geq 4$	
3. Розрахунок виконують за пружною стадією з урахуванням змішаності поперечного контуру (для будь-яких перерізів)	Усі випадки навантаження, крім перелічених у п. 1	$4 > l_1/l_2 \geq 1$	

* Замінюється симетричним навантаженням такої ж інтенсивності; g — навантаження постійне розподілене; s — те саме, снігове.

** При наявності в оболонці не менш як трьох поперечних ребер заввишки $h_2 \geq 0,04l_2$.

визначають як у нерозрізних балках (рис. 13.3, д). При однакових прольотах ці точки віддалені на відстань $c = 0,2l_1$ від діафрагм. За нульовими точками (у бік опори) нормальні зусилля M_x , а отже, і напруження приймають пропорційними згинальним моментам, а зсувні N_{yx} — пропорційними поперечним силам нерозрізної балки.

Розрахунок міцності. Міцність нормальних перерізів довгої циліндричної оболонки при вертикальному симетричному навантаженні у стадії граничної рівноваги визначають за схемою напруженого стану (рис. 13.4, а...в).

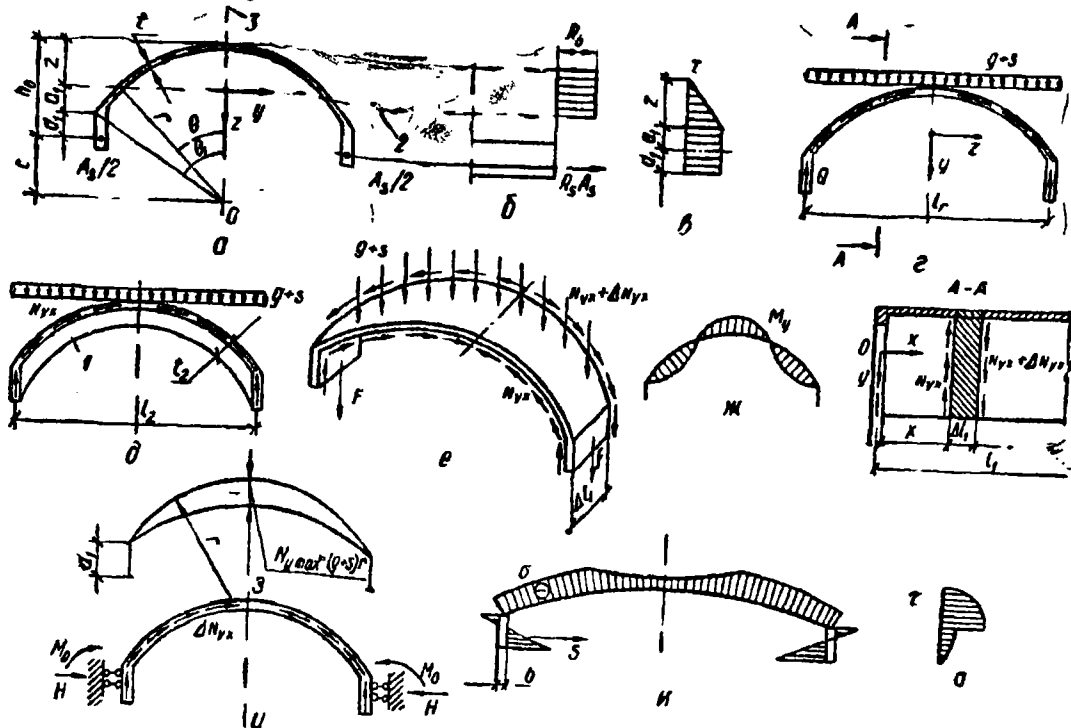


Рис. 13.4. До розрахунку однохвилювої циліндричної оболонки за балковою схемою:

а — поперечний переріз; б — епюра поздовжніх нормальних напружень σ_z ; в — те саме, зсувних τ ; г — до визначення поперечних моментів у гладкій оболонці; д — те саме, в ребристій; е — вузол поперечної смуги з прикладеними до неї навантаженням та зусиллями; жс — епюра згинальних моментів у напрямлі хвилі; з — епюра зусилля N_{yz} ; и — до розрахунку багатохвилювих оболонок, де розпір H і крайовий момент M_0 , визначають із розв'язку на методом сил двічі статично невизначної системи; к — епюра нормальних напружень у поперечному перерізі довгої циліндричної оболонки; л — те саме, дотичних напружень; A_s — площа перерізу розтягнутої арматури; θ_1 та θ_2 — половини центрального кута дуги відповідно оболонки та стиснутої зони; с — відстань від рівнодіної зусиль у розтягнутій арматурі до центра кривизни кола перерізу оболонки; l та r — товщина та радіус циліндричної частини оболонки; d_1 — відстань від рівнодіної в розтягнутій арматурі до верху бортового елемента; l — ребро; 2 — нейтральна вісь; 3 — вісь симетрії

Рівність моментів зовнішніх сил та внутрішніх зусиль відносно центра кола виражається умовою $\Sigma M_0 = 0$;

$$M \leq 0,8(2R_b tr^2 \sin \theta - cR_s A_s), \quad (13.5)$$

де 0,8 — коефіцієнт умови роботи.

Положення нейтральної осі визначають із умови $\Sigma Y = 0$;

$$2R_b \theta r t = R_s A_s. \quad (13.6)$$

Виразивши (13.5) через (13.6), матимемо

$$\frac{M}{1,6R_b tr^2} \leq \sin \theta = \frac{c}{r} \theta,$$

ввідси після множення почленно на r

$$r \sin \theta - c\theta = \frac{M}{1,6R_b t r}.$$

Прийнявши у першому наближенні $\sin \theta = \theta$, знайдемо

$$\theta = \frac{M}{1,6R_b t r (r - c)}.$$

З рівняння (13.6) з урахуванням θ визначимо

$$A_s = \frac{M}{0,8R_s (r - c)}. \quad (13.7)$$

Зсувні зусилля в оболонці найбільші на опорі. Вони визначаються в умови

$$N_{yx} = \frac{Q_0 S}{I}, \quad (13.8)$$

де Q_0 — поперечна сила на опорі оболонки, яку обчислюють як для балки; S — статичний момент перерізу; I — момент інерції.

Уздовж хвилі оболонки умовно вирізають смугу (рис. 13.4, *е*), яка перебуває під дією зовнішнього навантаження $g + s$ та зсувних вусиль N_{yx} та $N_{yx} + \Delta N_{yx}$, прикладених по площинах перерізу смуги, а також зусиль M_y , Q_y та N_y . Визначають M_y (рис. 13.4, *ж*) як суму моментів від навантаження $g + s$ та різниці зусиль $N_{yx} - N_{yx} + \Delta N_{yx} = \Delta N_{yx}$ у припущенні, що навантаження і всі зусилля на даній ділянці перебувають у рівновазі. Аналогічно обчислюють силу Q_y . Зусилля N_y визначають із залежності

$$N_y = N_{y \max} \cos \frac{\pi \theta}{2\theta_1}, \quad (13.9)$$

де $N_{y \max} = (g + s) r$ — найбільше значення N_y у вершині (рис. 13.4, *з*).

Ребристі оболонки (рис. 13.4, *д*) розраховують аналогічно при ширині смуги Δl_1 , що дорівнює кроку ребер.

При розрахунку оболонки як пружної системи розміри її перерізів та площу арматури визначають за епюрами нормальних напружень σ , дотичних напружень $\tau = \sigma_{mt}$ (рис. 13.4, *к* та *л*) і поперечних згинальних моментів M_y (рис. 13.4, *ж*).

Площа арматури

$$A_s = \frac{Z_{\max}}{1,1R_s}, \quad (13.10)$$

де Z_{\max} — об'єм епюри розтягувальних напружень; 1,1 — коефіцієнт, що враховує збільшення плеча внутрішньої пари сил у результаті концентрації арматури внизу бортових елементів, тобто в зоні максимальних напружень.

Розрахунок оболонки на поперечну силу за методом граничної рівноваги недостатньо розроблений, а тому для запасу міцності рекомендується проводити розрахунок плити у зонах біля опор (у крайніх чвертях) за пружною стадією. Для цього нормальні напруження визначають з умови $\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} z$, а зсувні $N_{xy} = \frac{Q_x S_y}{2I_y}$, де x та y — ординати по довжині прольоту оболонки; z — плече внутрішньої пари сил.

Якщо головні розтягувальні напруження $\sigma_{mt} > R_{bt}$, то поперечна сила передається повністю на поперечну і похилу арматуру; при $\sigma_{mt} > 2,5R_{bt}$ потрібне місцеве потовщення плити.

Тріщиностійкість нормальних перерізів визначають із розрахунку пружної системи з урахуванням арматури бортових елементів за формулою

$$M_r = M_{crc} + M_{rp}, \quad (13.11)$$

де

$$M_{crc} = A_{bt} R_{bt, ser} z_b + 30 A_s z_s; \quad (13.12)$$

тут A_{bt} — площа перерізу розтягнутого бетону, яку визначено з розрахунку пружної системи; A_s — площа перерізу ненапруженої розтягнутої арматури; z_b та z_s — відстані від рівнодійної зусиль у стиснутій зоні відповідно до центра ваги розтягнутого бетону та арматури; M_{rp} обчислюють за формулою (4.19).

Розрахунок оболонки за деформаціями проводять за рекомендаціями норм [13] та інструкції [32].

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі, визначають за формулою (6.62).

Армування. У межах вертикальних бортових елементів розміщується $0,8A_s$, з них $0,6A_s$ внизу елементів (рис. 13.5, а, 1). При інших видах бортових елементів в їх нижній частині розміщується $(0,4 \dots 0,6) A_s$. Решта арматури розподіляється за лінійним законом у розтягнутій зоні оболонки і її має бути не менш як $0,002A_{bc}$.

Уздовж прольоту l_1 площу перерізу арматури бортових елементів зменшують відповідно до зниження поздовжнього зусилля (напруження σ), проте на опору виводять не менш як 30 % прольотної арматури A_s . Площу арматури можна зменшити стикуванням на зварюванні стержнів більшого діаметра з меншим.

Стиснуту зону оболонки армують зварними рулонними сітками (рис. 13.5, а, 2), поздовжні стержні приймають із конструктивних міркувань діаметром 5 або 6 мм з кроком 200...250 мм; поперечні, які сприймають розтягувальні зусилля, спричинені поперечними згинальними моментами M_y , спрямовані по кривій хвилі відповідно до знака епюри, як у плиті. Плити завтовшки понад 9 см армують двома сітками.

У діафрагм, де поперечні згинальні моменти M_y дорівнюють нулю, а зсувні зусилля N_{xy} максимальні і спричиняють відповідні головні

розтягувальні напруження $\sigma_{mt} > R_{bt}$, міцність перерізу забезпечується поперечними стержнями сіток. Якщо поперечних стержнів основної сітки (рис. 13.5, а, 2) не досить, то передбачають додаткову сітку з ортогонально розташованими або похилими стержнями діаметром 5...10 мм з кроком 150...200 мм (рис. 13.5, а, 3), які анкерують у бортових елементах та діафрагмах.

У зоні прилягання оболонки до діафрагм передбачено сітку або окремі похилі стержні (рис. 13.5, а, 4).

Верхню зону плит багатохвильових оболонок армують

подібно до нерозрізних систем: у кожний бік від осі бортового елемента на довжину $1/10l_2$ сіткою з поперечними стержнями діаметром 6...10 мм з кроком 100...200 мм (рис. 13.5, б).

У місцях прилягання багатохвильових оболонок до діафрагм позовжне зусилля N змінюється пропорційно згинальним моментам у нерозрізній системі, а зсувні N_{yx} — пропорційно поперечним силам.

Площу перерізу розтягнутої арматури над діафрагмами визначають за формулою (13.10), але без коефіцієнта 1,1. Розміщують цю арматуру по поперечному перерізу оболонки згідно з епюрою нормальних розтягувальних напружень: у середній половині її розтягнутої частини — рівномірно, у бокових чвертях — за законом трикутника. У кожний бік від осі діафрагми 100 % арматури заводять на довжину $0,6c$, а 50 % її — на $1,2c$ (рис. 13.5, в). Місця обривів цих стержнів визначають згідно з епюрою позовжніх нормальних напружень і стержні заводять за точку теоретичного обриву на довжину w (див. розд. 12).

Д і а ф р а г м и о б о л о н о к зазнають опорного тиску оболонки, що передається зсувними зусиллями N_{xy} до її середньої поверхні (рис. 13.4, з). Сили N_{xy} розподіляються відповідно до умови роботи оболонки в позовжньому напрямі як балки. На проміжні діафрагми навантаження передається з двох суміжних півпрольотів оболонки.

С т а т и ч н и й р о з р а х у н о к д і а ф р а г м и полягає у визначенні зусиль M , N та Q , спричинених зсувними силами (див. формули (13.18), (13.19)). Переріз суцільних діафрагм розраховують

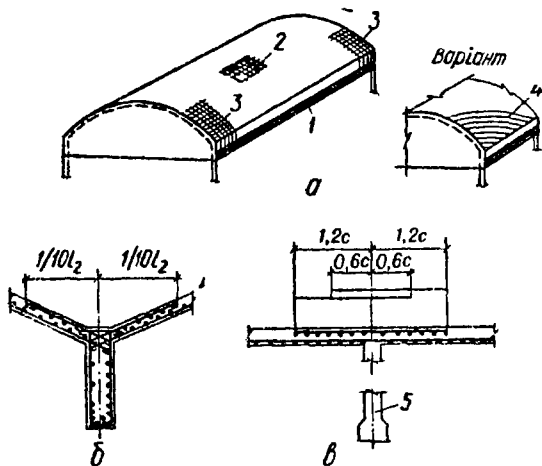


Рис. 13.5. Схема армування довгої оболонки: а — оболонка; б — бортовий елемент; в — армування опорної зони над середньою діафрагмою; 1 — основна робоча арматура; 2 — основна сітка оболонки; 3 — додаткові опорні сітки; 4 — додаткова похила арматура; 5 — діафрагма

на позацентрове розтягання. У діафрагмах-фермах зсувні зусилля N_{yx} зводять до вузлових навантажень, що дає місцевий вузловий момент в результаті перенесення зсувних зусиль N_{yx} із серединної поверхні на вісь верхнього пояса діафрагми. В усьому іншому ферми проектують за загальними правилами.

Аркові діафрагми проектують подібно до арок. Стяглі зазнають осевого розтягання, верхній пояс у середині — позацентрового, а біля опор — позацентрового стискання.

Стійкість довгих оболонок в експлуатації гарантується, якщо нормальні σ_x і дотичні τ напруження, обчислені з пружного розрахунку, не перевищують значень, обчислених із залежностей

$$\sigma = \frac{E_b t}{16r}; \quad \tau = 0,075 E_b \left(\frac{t}{r} \right)^{3/2}. \quad (13.13)$$

Рибристі оболонки зводять до гладких фіктивної товщини і з фіктивним модулем пружності:

$$t_f = \sqrt{\frac{12I}{A_{b,tot}}}; \quad E_{bf} = E_b \frac{A_{b,tot}}{bf}. \quad (13.14)$$

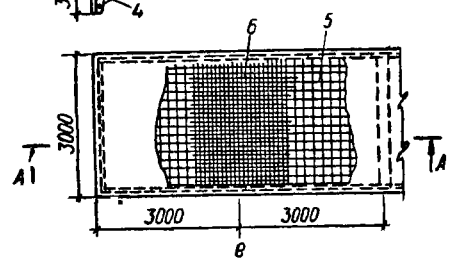
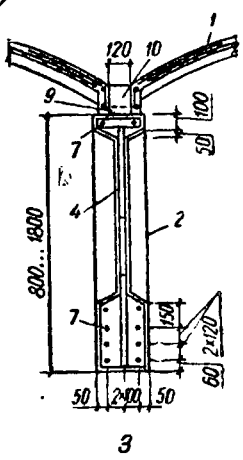
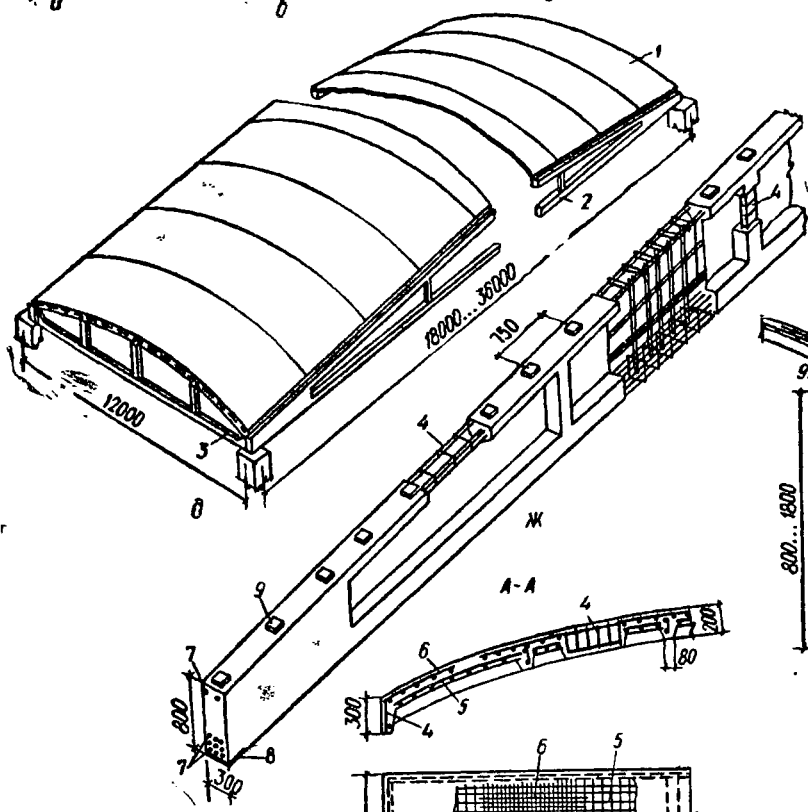
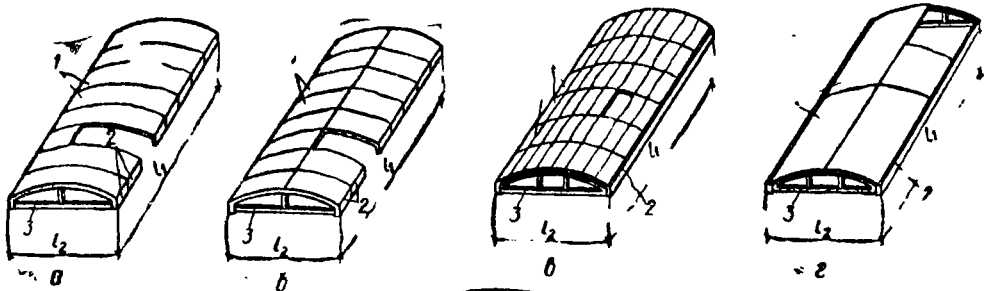
де b — відстань між ребрами; $A_{b,tot}$ та I — площа та момент інерції таврового перерізу з полицею завширшки b .

У проектуванні і будівництві застосовують членування оболонок (рис. 13.6) на збірні елементи: бортові елементи, як правило, суцільні попередньо напружені; плити криволінійні, що укладаються на бортові елементи (рис. 13.6, а), розрізані вздовж хребта оболонки навпіл (рис. 13.6, б) або на дрібніші вироби (рис. 13.6, в). Членування оболонки на велике число дрібних елементів дає можливість робити їх плоскими, що спрощує виготовлення, але ускладнює конструкцію оболонки, оскільки утворюється багато швів шпонкової форми, які потребують старанного замоноличування для передавання дотичних напружень. Крім того, складання ведуть на риштуванні, що здорожує вартість будівництва. Варіант оболонки, який наведено на рис. 13.6, а, дає можливість складати її без риштування. При цьому опорами бортових елементів є колони (рис. 13.6, д). Це значно спрощує технологію монтажу і знижує вартість будівництва.

В умовах індивідуального будівництва і при відсутності місцевого заводу збірного залізобетону оболонки можна робити моноліт-

Рис. 13.6. Довгі циліндричні оболонки:

а, б — зі збірних криволінійних ребристих панелей з бортовими елементами; в — зі збірних ребристих або гладких панелей, бортових балок та діафрагм; г — зі збірних криволінійних панелей великих розмірів, бортових балок та діафрагм; д — загальний вигляд збірно-монолітної оболонки; е — панель; жс — бортовий елемент; з — опирання панелей на бортовий елемент; і — панель; 2 — бортовий елемент; 3 — стягель діафрагми; 4 — зварний каркас; 5 — зварна сітка з дроту $\varnothing 5$ Вр-І нижня, б — те саме, верхня; 7 — напружувана арматура; 8 — закладна деталь для кріплення діафрагми до колони; 9 — бетонні шпиви на верхньому поясі бортового елемента; 10 — бетон замоноличування



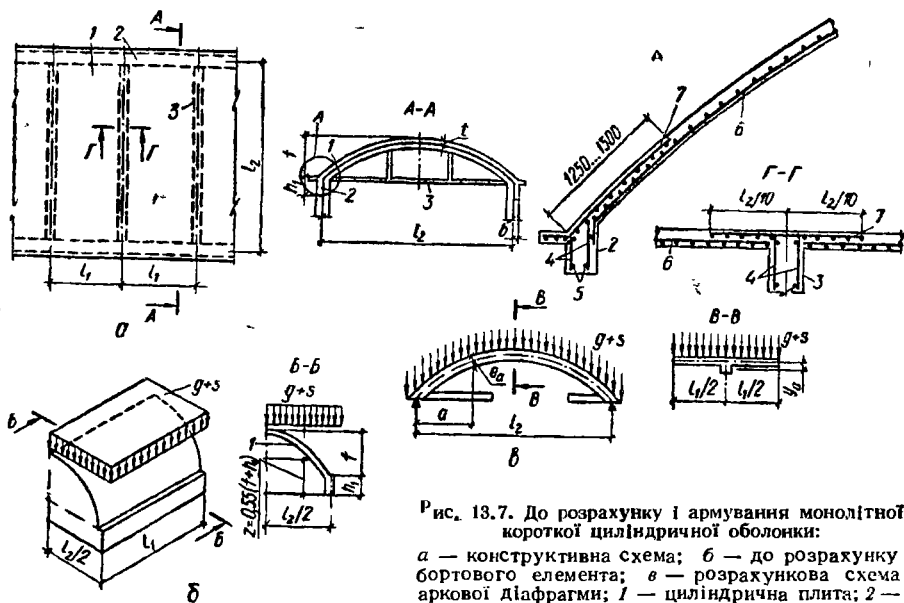


Рис. 13.7. До розрахунку і армування монолітної короткої циліндричної оболонки:

a — конструктивна схема; *б* — до розрахунку бортового елемента; *в* — розрахункова схема аркової діафрагми; 1 — циліндрична плита; 2 — бортовий елемент; 3 — діафрагма; 4 — зварні каркаси; 5 — поздовжня армуатура бортового елемента; 6 — основна сітка; 7 — додаткова сітка

ними. При цьому бетону та арматури витрачається менше, ніж на збірні оболонки.

13.4.4. Короткі оболонки. Практикою будівництва встановлено оптимальні розміри коротких монолітних оболонок: $l_1 = 8...12$ м, $l_2 = 12...30$ м при $f \geq 1/8l_2$. Виходячи з незначних напружень у плиті, її товщину приймають $t = 5; 6$ см при $l_1 = 8$ м і $7; 8$ см при $l_1 = 9...12$ м. Висоту бортового елемента призначають $h_1 = 1/10...1/15l_1$, а ширину $b = (1/5...1/2) h_1$ (рис. 13.7, *a*).

Навантаження на плиті малої товщини передається на діафрагму (рис. 13.7, *в*). В результаті цього середній переріз оболонки може бути розтягнутий, а розпір у стяглі менший, ніж при вертикальному навантаженні.

Стискувальна сила, яка зрівноважує розпір у стяглі і розтягання в замку арки, зосереджена в плиті. Розподіл внутрішніх зусиль вказує на просторову роботу коротких оболонок.

Розрахунок міцності. При співвідношенні прольотів $l > l_1/l_2 \geq 0,5$ і значних навантаженнях короткі оболонки розраховують методом переміщень з урахуванням поперечної деформації контуру. При цьому криволінійну поверхню оболонки заміняють складкою. Кожна грань вписаної складки підпорядковується гіпотезі плоских перерізів, а деформаціями зсуву нехтують.

При наближеному розрахунку оболонки на рівномірно розподілене навантаження переріз і армування плити призначають конструк-

тивно, а бортові елементи і діафрагми розраховують. Для цього користуються спрощеним методом: у напрямі l_1 оболонку розраховують як балку (рис. 13.7, б), розтягувальне зусилля в бортовому елементі окремо розміщеної оболонки визначають залежно від середнього значення плеча внутрішньої пари поздовжніх зусиль, що дорівнює $0,55(f + h_1)$:

$$Z_1 = \frac{M}{Z} = \frac{(g + s) l_2 l_1^2}{8 \cdot 2 \cdot 0,55 (f + h_1)} = \frac{(g + s) l_2 l_1^2}{9 (f + h_1)}. \quad (13.15)$$

Переріз поздовжньої розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{Z_1}{R_s} = \frac{(g + s) l_2 l_1^2}{4,5 R_s (f + h_1)}. \quad (13.16)$$

де f — стріла підйому циліндричної частини оболонки.

Для багатохвильових оболонок (при рівних прольотах) зусилля в середніх бортових елементах зростає пропорційно збільшенню вантажної площі. У нерозрізних оболонках зусилля в бортових елементах середніх прольотів зменшується вдвоє, а для крайніх прольотів — на 30 %. При цьому нерозрізність оболонок забезпечується верхньою арматурою над діафрагмами (рис. 13.7, а, Г—Г).

Уздовж прольоту l_2 розраховують статично визначну діафрагму з плитою, що прилягає до неї. Плита оболонки стиснута, погонне зусилля в ній $n = -(g + s) r$. Стискувальне зусилля з прольоту у верхині оболонки $N = -(g + s) r l_1$. Уздовж хвилі воно змінюється за законом квадратної параболи:

$$\bar{N}_a = \frac{4 (g + s) r l_1}{l_2^2} a (l_2 - a), \quad (13.17)$$

де r — радіус кривизни оболонки в середині прольоту l_2 ; a — відстань по горизонталі від поздовжнього перерізу оболонки до однієї з опор.

Для крайніх діафрагм зусилля \bar{N}_a удвоє менше.

Статичний розрахунок діафрагм виконують як статично визначних систем:

в аркових діафрагмах (рис. 13.7, в) розрізають стяглі, нерозрізні діафрагми перетворюють у розрізні і тоді внутрішні зусилля

$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_a^0 - \bar{N}_a e_a; \\ Q_a &= Q_a^0; \\ N_a &= N_a^0 + \bar{N}_a; \end{aligned} \right\} \quad (13.18)$$

у балкових діафрагмах

$$\left. \begin{aligned} M_a &= M_a^0 - \bar{N}_a \cos \gamma e_a; \\ Q_a &= Q_a^0 - \bar{N}_a \sin \gamma; \\ N_a &= \bar{N}_a^0 \cos \gamma, \end{aligned} \right\} \quad (13.19)$$

де M_a^0 , Q_a^0 та N_a^0 — зусилля, обчислювані від повного вертикального навантаження відносно осі діафрагм у перерізі на відстані a від опори, як у статично визначній конструкції (\bar{N}_a вводять із знаком плюс); e_a — відстань від серединної поверхні оболонки до осі діафрагми; γ — кут між нормаллю до поперечного перерізу і дотичною до серединної поверхні оболонки в цьому перерізі.

Зайві невідомі (зусилля в стягнях, опорні моменти нерозрізних діафрагм) обчислюють як у статично невизначних системах. Діафрагми розраховують як плоскі системи — без урахування прилягання ділянок плит, оскільки плита оболонки мало реагує на зусилля, прикладені до діафрагм.

Стійкість гладких циліндричних оболонок залежить від їхньої товщини, кривизни та прольоту.

Для ребристих оболонок обчислюють фіктивну товщину та фіктивний модуль пружності згідно з формулою (13.14).

Армування. Плити гладких оболонок армують конструктивно сіткою з прямокутними вічками стержнями діаметром 4...6 мм і кроком 100...160 мм. У місцях прилягання до діафрагм та бортових елементів для забезпечення нерозрізності у верхній частині її встановлюють додаткову сітку (рис. 13.7).

До типу коротких оболонок належать *короткі призматичні складки*, які складаються з плоских ребристих плит, бортових елементів та діафрагм (рис. 13.8, а). За бортові елементи можуть правити поздовжні ребра крайніх плит (рис. 13.8, б), за діафрагми — ферми.

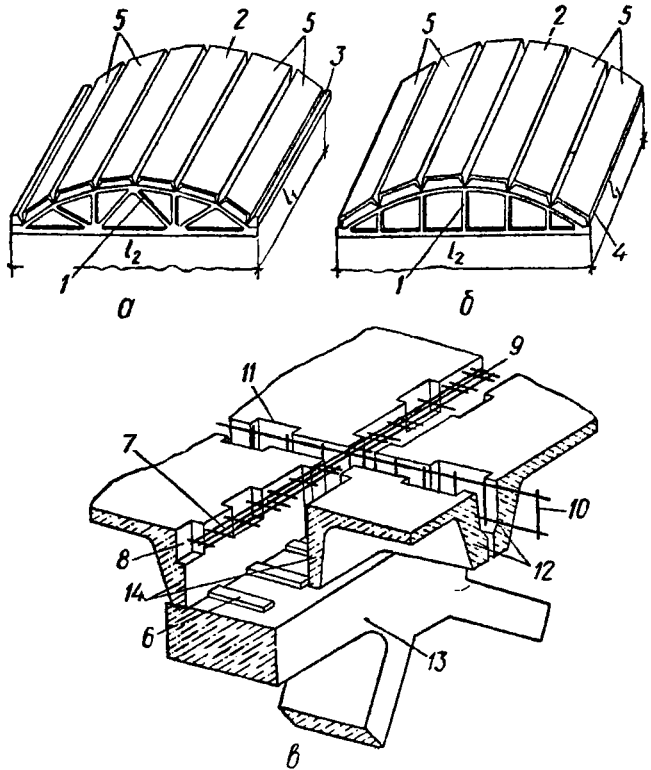
Ці конструкції застосовують для покриттів виробничих будівель прольотами 18...36 м з ліхтарями і без них, з мостовими кранами вантажністю до 50 т при кроці колон 6 та 12 м.

Для утворення призматичних складок використовують ребристі плити розмірами 3×6 або 3×12 м, зменшеної висоти або типові, бортові елементи лоткового перерізу і діафрагми для прольотів 18...24 м суцільні, а для прольотів 30...36 м — складені сталезалізобетонні, які монтують з окремих блоків за допомогою переставного риштування.

Складки бувають одно- та багатопрольотні в поперечному напрямі, розрізні і нерозрізні у поздовжньому. Короткі призматичні складки рекомендується робити збірно-монолітними. Збірні елементи складок зварюють між собою, а шви між ними замонолічують. Плити до діафрагм приварюють на всіх чотирьох опорах.

Рис. 13.8. Коротка призматична складка:

а — складка з бортовими елементами; б — те саме, без бортових елементів; в — вузол спряження плит із діафрагмою при комплексному перерізі верхнього пояса; 1 — діафрагма; 2 — ребриста плита; 3 — бортовий елемент; 4 — поздовжнє ребро плити, яке виконує функцію бортового елемента; 5 — крайні грані складки; 6 — бетонні шипи на верхньому поясі діафрагми; 7 — стержень, що армує комплексний переріз; 8 — пази на торцевих ребрах плит; 9 — випуски зварних сіток із торцевих ребер плит; 10 — каркас у поздовжньому шві між плитами і над діафрагмами; 11 — пази на поздовжніх ребрах плит; 12 — поздовжнє ребро плит; 13 — верхній пояс діафрагми; 14 — торцеві ребра плит



Спільна робота елементів покриття гарантується при нерозрізних складках — наявністю бетонних шипів на верхньому поясі діафрагм, пазів на зовнішніх гранях поздовжніх і торцевих ребер плит та бортових елементів, стикуванням внапусток випусків арматури сіток із полиць плит і встановленням арматурних каркасів у швах замонолічування (рис. 13.8, в);

при розрізних складках — за допомогою пазів на зовнішніх гранях; зсувні зусилля сприймаються сталевими упорами, які приварено до закладних деталей опорних вузлів діафрагм; ширину швів признають: поздовжніх — 50 мм, поперечних — 200.

Збірно-монолітне покриття характеризується просторовою жорсткістю конструкції, оптимальними умовами роботи диска покриття на горизонтальні навантаження, малою витратою бетону та сталі і зниженням монтажної ваги збірних елементів. Нерозрізність, відсутність кручення поздовжніх ребер дають можливість знизити висоту ребер плит з 450 до 360 мм і зменшити їхню ширину до 85 мм. Крок поперечних ребер приймають 1...2 м при збереженні товщини полиці плити 30 мм. Замонолічування складки утворює комплексний переріз верхнього пояса, що дає змогу полегшити діафрагму.

Полиці плит армують зварними сітками з арматури класу Вр-І. Ненапружувану арматуру ребер плит, елементів діафрагм, а також швів замонолічування виконують із зварних каркасів, застосовуючи сталь класу А-ІІІ. Напружувану арматуру поздовжніх ребер плит, бортових елементів та нижніх поясів ферм-діафрагм роблять із стержнів сталі класів А-ІІІв, А-ІV, Ат-ІV, Ат-V або арматурних канатів класу К-7.

Призматичні складки розраховують у два етапи — до і після замонолічування швів між елементами.

До замонолічування швів збірні елементи розраховують як різні конструкції на дію навантажень у стадіях виготовлення, транспортування та монтажу.

У стадії експлуатації складку розраховують на дію постійних та тимчасових навантажень як монолітну просторову конструкцію. Крім того, перевіряють «місцеву» міцність полиці, поперечних ребер та поздовжніх ребер плит, не закріплених швами замонолічування від кручення.

На першому етапі призначають розміри перерізів збірних елементів і добирають арматуру. На другому виконують розрахунок на міцність, жорсткість та ширину розкриття тріщин. Міцність розраховують кінематичним способом згідно з інструкцією [32]. Переріз арматури добирають за нормами [13]. Жорсткість та ширину розкриття тріщин у полиці плити перевіряють згідно з інструкцією [32].

13.5. Складчасті конструкції

Складчасті конструкції являють собою просторову форму, утворену з ряду з'єднаних між собою плоских багатокутних (наприклад, трикутних, трапецеватих) елементів (рис. 13.9). Порівняно з оболонками у них простіші перерізи і технологія виготовлення. Подібно до оболонки вони складаються з плити, бортових елементів і суцільних або ґратчастих діафрагм. Грані з'єднують за допомогою вутів, що поліпшує роботу з'єднання на згинання, спрощує опалубку і поліпшує розміщення арматури. Горизонтальні полиці трапецеватих складок посилюють стиснуту і розтягнуту зони перерізу. На верхні полиці можна укладати плити. У похилих і горизонтальних полицях можуть бути світлові прорізи.

Проліт складки $l \leq 30$ м (відстань між осями діафрагм), довжина хвилі $l_2 = 9; 12$ м (відстань між бортовими елементами), висота $h = (1/7 \dots 1/10) l_1$. Ширина грані не більш як 3,5 м, товщина — не більш як 10 см. Складки бувають одно- (рис. 13.9, а) та багатохвильовими (рис. 13.9, б), одно- та багатопрольотними. Їх виготовляють збірними, збірно-монолітними та монолітними. Із збірних елементів завдовжки 2...6 м можна складати конструкції завдовжки до 30 м і завширшки до 3 м.

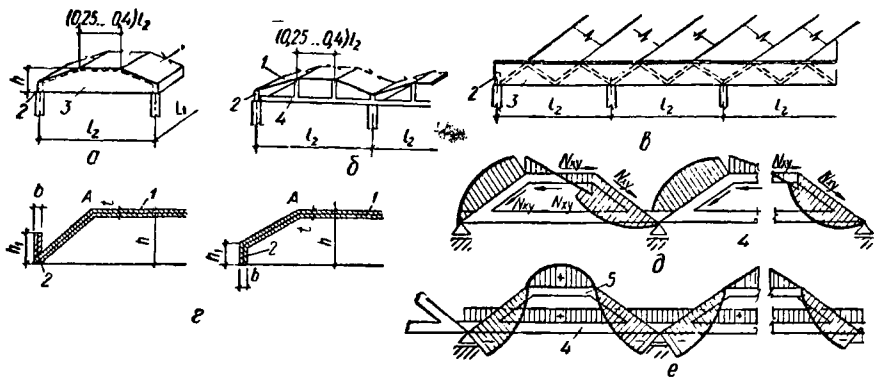


Рис. 13.9. Типи складок:

а — трапекуваті однохвилюві; б — те саме, багатохвилюві; в — трикутні; г — до визначення поправкового коефіцієнта для обчислення мінусових моментів у верхньому ребрі складок; д — епюра зусиль S у діафрагмі складки; е — те саме, N : 1 — плита, 2 — бортовий елемент; 3 — діафрагма суцільна; 4 — те саме, ґратчаста; 5 — ригель

Розрахунок міцності. У поздовжньому напрямі складки розраховують подібно до довгих оболонок за методом граничної рівноваги або як пружні системи. Поперечний переріз зводять до таврової чи двотаврової форми. Крайні півхвилі розраховують як півхвилі однохвилювої складки за безмоментним методом. При жорстких бортових елементах враховують згинальні моменти. Середні хвилі, закріплені по краях від горизонтального зміщення і повороту, можна розраховувати і армувати як балкову конструкцію. У поперечному напрямі багатохвилюві складки розраховують як багатопрольотні ламані плити завширшки 1 м. Значення мінусових моментів у верхньому ребрі збільшують на поправковий коефіцієнт a , що залежить від відношення $b/t = 1...4$ і від відношення h_1/h (рис. 13.9, г):

h_1/h	0,3	0,45	0,6
a	2,5	2	1,5
(рис. 13.9, г, варіант 1)			
h_1/h	0,3	0,45	0,6
a	1,5	1	0,7
(рис. 13.9, г, варіант 2)			

Діафрагми розраховують на дію дотичних зусиль N_{xy} (рис. 13.9, д), що передаються на них з граней. У верхньому елементі виникає розтягання (рис. 13.9, е) з найбільшою ординатою на півхвилі елемента, а в похилих — стискання, максимальне біля опор, у стяглі — рівномірне розтягання.

Армування. Грані складок армують згідно з епорами згинальних моментів у поперечному напрямі як нерозрізні плити, сітками. Площу робочої арматури визначають розрахунком, поперечну (уздовж l_1) — із стержнів діаметром 5...8 мм з кроком 200...250 мм — приймають конструктивно.

Стики збірних складчастих елементів виконують, застосовуючи вставки із стержнів і розраховують на міцність та розкриття тріщин за 3-ю категорією вимог до тріщиностійкості.

Поздовжню робочу арматуру складки визначають з розрахунку за прольотом l_1 , розміщують у бортових елементах. Вона може бути попередньо напружена із стержнів класів А-IV, А-V або арматурних канатів класу К-7.

Діафрагми армують відповідно до їх конструкції та розрахунку. Складки економічно вигідні для покриттів середніх прольотів (до 30 м).

13.6. Оболонки двоякої кривизни

13.6.1. Оболонки додатної гауссової кривизни. Для прямокутних або квадратних у плані покриттів та споруд застосовують оболонки поверхонь переносу, що утворюються паралельним переміщенням кривої по дузі іншої кривої (рис. 13.10, а). Твірними і напрямними такої оболонки можуть бути квадратна парабола, дуга кола або інша крива. Оболонки бувають одно- та багатопрольотні, монолітні, але частіше збірні. Вони мають сферичну поверхню і щодо витрати матеріалів на 25...30 % економічніші за циліндричні оболонки.

По контуру оболонки оперті на діафрагми у вигляді арок, ферм або балок. Можливі також криволінійні бруси, укладені на стіни. Відстань між колонами, на які оперті діафрагми, 18...36 м.

Товщина монолітних оболонок змінна — від 6 см у центрі до 12 см по периметру кола і в кутах до 22 см. Товщина плит збірних панелей 3...5 см, а висота ребер по контуру — 20 см. Висота діафрагм по середині оболонки дорівнює 1/10 її прольоту, а в центрі — 1/5.

Розрахунок міцності. Такі оболонки працюють у поздовжньому і поперечному напрямках подібно до склепінь, з концентрацією зусиль у кутових зонах. Їх розраховують за безмоментною теорією з урахуванням крайового ефекту або, точніше, за моментною теорією. В останньому випадку розрахунок у зв'язку з його складністю виконують за допомогою ЕОМ [51].

При рівномірно розподіленому вертикальному навантаженні зусилля в перерізах оболонки з достатньою точністю визначають за безмоментною теорією, оскільки в середній зоні оболонка стиснута і тільки у вузьких смугах оболонки, що прилягають до діафрагм, виникають згинальні моменти, які мають найбільші значення в середині прольоту зі зменшенням до нуля до опор діафрагм. Зсувні зусилля з оболонки на діафрагми концентруються в її кутах.

Згинальні моменти визначають залежно від роботи контурних зон і накладають на одержані зусилля безмоментного стану.

Розподіл зусиль у перерізах оболонки наведено на рис. 13.10, б та в. Умову рівноваги елементів оболонки, що перебувають під дією нор-

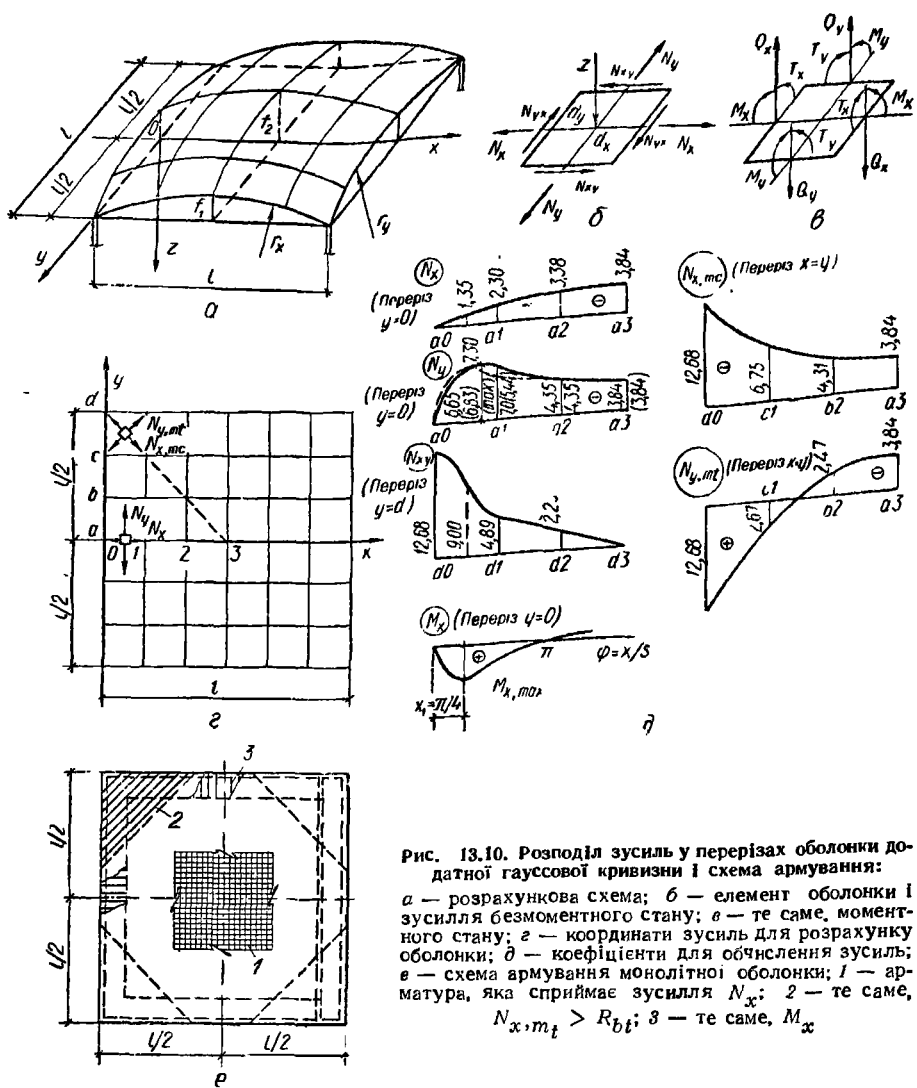


Рис. 13.10. Розподіл зусиль у перерізах оболонки додатної гауссової кривизни і схема армування:
 а — розрахункова схема; б — елемент оболонки і зусиль безмоментного стану; в — те саме, моментного стану; г — координати зусиль для розрахунку оболонки; д — коефіцієнти для обчислення зусиль; е — схема армування монолітної оболонки; 1 — арматура, яка сприймає зусиль N_x ; 2 — те саме, $N_x \cdot m_t > R_{bt}$; 3 — те саме, M_x

мальних зусиль N_x та N_y , зсувних зусиль N_{xy} та навантаження ($g + s$), записують у вигляді рівнянь статки

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial x} = 0;$$

$$\frac{N_x}{r_x} + \frac{N_y}{r_y} = g + s. \tag{13.20}$$

Перші два відповідають рівнянням плоскої задачі, третє — оболонці обертання з вертикальною віссю. При положистій оболонці в них прийнято $dN_{xy} \approx dx$ та $dN_{yx} \approx dy$.

Оскільки діафрагми у своїй площині жорсткі, а з площини — гнучкі, то умови на контурі оболонки при $x = 0$ та $x = l$ $N_x = 0$, а при $y = b/2$ $N_y = 0$.

Рівняння (13.20) можна розв'язувати методом кінцевих різниць або числовим диференціюванням за точками.

Практично розрахунок ведуть за таблицями зусиль N_x , N_y та N_{xy} , згідно з інструкцією [32]. Визначивши ці зусилля, обчислюють головні зусилля і кути нахилу їх до осі:

$$\left. \begin{aligned} N_{x,mt} &= \frac{N_x + N_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}; \\ \operatorname{tg} 2\alpha_x &= -\frac{2N_{xy}}{N_x - N_y}; \\ N_{y,mc} &= \frac{N_x + N_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}; \\ \operatorname{tg} \alpha_y &= +\frac{2N_{xy}}{N_x - N_y}. \end{aligned} \right\} \quad (13.21)$$

Коли оболонка на квадратному плані ($l = 2b$ та $r_1 = r_2 = r$) (рис. 13.10, а), для визначення зусиль N_x , N_y , N_{xy} , N_{yx} , $N_{x,mt}$, $N_{y,mc}$ на рис. 13.10, б наведено коефіцієнти, які враховують із постійним множником $4(g + s)r$ при $N_{xy} = N_{yx}$ для тонких оболонок.

Згинальні моменти M_x та M_y у припорних зонах тонкостінних оболонок визначають згідно з теорією довгих оболонок

$$M_x = 0,5s_x^2(g + s)e^{-\varphi} \sin \varphi = 0,289(g + s)r_y h e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (13.22)$$

Розміщення перерізу і значення найбільшого згинального моменту

$$x_1 = \frac{\pi s_x}{4} = 0,597 \sqrt{r_y h}; \quad M_{x,\max} = 0,0937 r_y h (g + s), \quad (13.23)$$

де

$$s_x = 0,76 \sqrt{r_y h}.$$

Момент M_y обчислюють аналогічно.

Зсувні зусилля з оболонки передаються діафрагмам, які розраховують на дію N_{xy} за статичною схемою.

Стійкість оболонок на прямокутному плані перевіряють за формулами стійкості куполів.

Армування. У середній стиснутій зоні (рис. 13.10, е, І), а також у місцях, де головні розтягувальні напруження σ_{mt} не перевищують розрахункового опору бетону осьовому розтяганню R_{bt} , армування приймають конструктивне, площа поперечного перерізу арматури становить не менш як $0,002A_{bt}$, застосовують зварні сітки з дроту діаметром 3...5 мм класу Вр-І з квадратним або прямокутним вічком із кроком 200...250 мм. У місцях, де $\sigma_{mt} > R_{bt}$, розтягувальні зусилля

мають повністю сприйматися стержнями, які розташовано паралельно сторонам контуру і спрямовано під кутом до них (рис. 13.10, е, 3 та 2). У плитах завтовшки менш як 7 см сітку розміщують по середині їхньої товщини, а в плитах більшої товщини передбачають дві сітки. Коли проліт оболонки перевищує 40 м, цю арматуру попередньо напружують. Поблизу кутів її заміняють ненапруженою арматурою.

Приконтурні зони залежно від місцевих згинальних моментів армують сітками з поперечною робочою арматурою (рис. 13.10, е, 3).

Діафрагми оболонок армують залежно від виду конструкції; розтягнуту зону балок, стяглів арок та нижнього пояса ферм — попередньо напруженою арматурою. Решту елементів армують зварними каркасами з арматури класу А-III.

Широкого застосування набули збірні оболонки, які використовують для покриттів промислових будівель, залів у громадських будівлях, вокзальних приміщень. При цьому застосовують три варіанти оболонок (рис. 13.11).

У першому варіанті оболонку почленовано на збірні панелі розмірами в плані 3×3 м, із ребрами по контуру (рис. 13.11, а). У середній частині оболонки встановлюють панелі квадратної форми, у кутових зонах — ромбоваті з діагональними ребрами і каналами в них для напруженої арматури з анкеруванням її у верхньому поясі діафрагм. У ребрах по периметру панелей є шпонки, які замоноличують для сприйняття зсувних зусиль. Пливу панелей армують зварною сіткою з дроту діаметром 3...5 мм з кроком 200...250 мм, ребра — зварними каркасами, при цьому нижні поздовжні стержні —

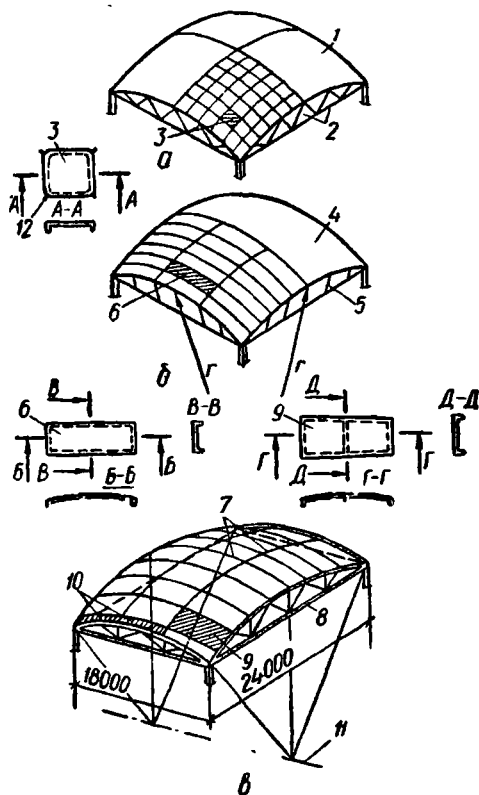


Рис. 13.11. Конструктивні схеми оболонок додатної гауссової кривизни, які утворені на поверхнях:

а — переносу (з плоских елементів 3×3 м);
 б — кулі (з циліндричних елементів 3×12 м);
 в — обертання (з циліндричних елементів);
 1 — поверхня переносу; 2 — вертикальна діафрагма; 3 — схема збірної елемента оболонки; 4 — сферична поверхня; 5 — похила контурна конструкція; 6 — схема збірної елемента оболонки; 7 — поверхня обертання з горизонтальною віссю обертання; 8 — сегментна ферма з трикутними ґратами; 9 — схема типового збірної елемента крайнього пояса оболонки; 10 — добірні приконтурні елементи; 11 — вісь обертання; 12 — випуски арматури

періодичного профілю, а верхні і поперечні — гладкі діаметром 5 мм. Діафрагмами є ферми з нижнім попередньо напруженим поясом. При прольотах до 24 м вони суцільні, а понад 24 м — складаються з двох половин. Недоліками такої конструкції є дрібнорозмірність панелей, складність з'єднання на кондукторах і велике число швів.

У другому варіанті (рис. 13.11, б) поверхню оболонки утворюють збірні ребристі панелі розміром 3×12 м; плита завтовшки 35 мм армована зварною сіткою зі стержнів діаметром 6 мм періодичного профілю з кроком 200 мм, ребра заввишки 20 см армовані зварними каркасами. Діафрагмами є арки з напружуваним стяглем. Ці оболонки позбавлені недоліків конструкції першого варіанта, але складні у зв'язку з використанням панелей циліндричної форми і похилих контурних конструкцій.

Третій варіант (рис. 13.11, в) являє собою поверхню оболонки, почленовану на три зони: середню, що складається з однотипних ребристих панелей циліндричної форми розмірами 3×6 м, і крайні, утворені ребристими циліндричними панелями трапецеватої у плані форми. Уздовж діафрагм меншого прольоту є добірні елементи. Армування панелей подібне до попередніх варіантів. Діафрагми аналогічні до сегментних ферм з трикутними ґратами.

При плоских плитах (3×3 м) поверхня покриття являє собою багатокутник, при циліндричних — в одному напрямі плавна, а в іншому — гранчаста.

Висоту поздовжніх та поперечних ребер плит призначають однакою.

Товщину оболонки в кутових зонах збільшують набетонуванням із монолітного залізобетону за умови забезпечення зчеплення його зі старим бетоном.

Передавання зсувних зусиль із оболонки на контурні елементи забезпечується шпонками на верхньому поясі ферм, стальними упорами та замонолічуванням швів на всю висоту панелей.

Відомості про розрахунок і конструювання оболонок наведено також у навчальній [1, 5, 12] та нормативній [32] літературі.

Приклад розрахунку багатохвильової положистої оболонки розміром 13×16 м у плані наведено в [12].

13.6.2. Купольні покриття. Поверхні куполів утворюються обертанням кривої (колової, параболічної) навколо вертикальної осі. Найчастіше застосовують сферичні куполи з кулястою поверхнею і спіранням по всьому периметру або на окремі опори.

Купольні покриття застосовують для круглих або полігональних у плані будівель (спортивно-видовищних, виставочних залів, виробничих приміщень, резервуарів та ін.).

Купол — досконала за формою і конструкцією економічна оболонка, що характеризується виразністю і перекриває прольоти до 100 м при стрілі підйому $f = (1/10 \dots 1/6) d$ (d — діаметр споруди).

Купол складається з тонкостінної оболонки завтовшки $t = (1/800 \dots 1/600) r$, але не менш як 50 мм для монолітної і 30; 40 мм для збірної ребристої, а також нижнього опорного кільця. При оформленні верхнього просвіту купол зверху окантовують також кільцем.

Статична визначність купола забезпечується безперервним по контуру шарнірно-рухомим спіранням (рис. 13.12, а), що збігається за напрямом з дотичною до оболонки купола і плавною зміною товщини стінок купола, радіуса кривизни меридіана та навантажень на купол.

Розрахунок міцності. При розрахунку за безмоментною теорією в результаті дії навантаження на одиницю довжини кільця купола виникають меридіональні поздовжні зусилля N_1 , а також кільцеві зусилля N_2 (рис. 13.12, б).

Меридіональне зусилля N_1 визначають з умови рівноваги сегмента, відрізаного від купола конічною поверхнею з кутом φ :

$$N_1 = - \frac{F_\varphi}{2\pi r_2 \sin^2 \varphi}, \quad (13.24)$$

де F_φ — вертикальна рівнодійна зовнішнього навантаження на частину купола вище від розглядуваного перерізу.

Розпір купола H обчислюють як горизонтальну проекцію N_1 :

$$H = - \frac{F_\varphi}{2\pi r_2 \sin \varphi \operatorname{tg} \varphi}. \quad (13.25)$$

Розтягувальне зусилля N_0 у нижньому кільці, яке сприймає арматура, визначають із залежності

$$N_0 = \frac{F_{\varphi_0}}{2\pi \operatorname{tg} \varphi_0}, \quad (13.26)$$

де φ_0 — половина центрального кута в меридіональному напрямі.

При наявності ліхтарного кільця зусилля в ньому становить

$$N_3 = - (g + s) r_3 \cos \varphi_1, \quad (13.27)$$

де g — постійне навантаження на 1 м^2 ліхтарного кільця; s — снігове навантаження; r_3 — радіус ліхтарного кільця; φ_1 — центральний кут для ліхтаря.

Кільцеве зусилля N_2 обчислюють за формулою

$$N_2 = - r_2 \left(F_1 + \frac{N_1}{r_1} \right), \quad (13.28)$$

де F_1 — нормальна до поверхні купола в розглядуваному перерізі складова зовнішнього навантаження на одиницю площі поверхні.

Для сферичної оболонки при $r_1 = r_2 = r$

$$N_1 + N_2 = r F_1. \quad (13.29)$$

Значення зусиль N_1 , N_2 , N_0 та F_φ для сферичних та конічних куполів при симетричному навантаженні, а також методику розрахунку їх наведено в [32].

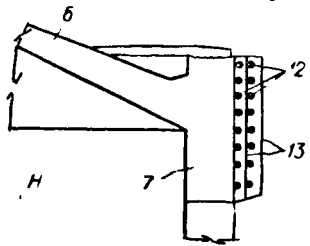
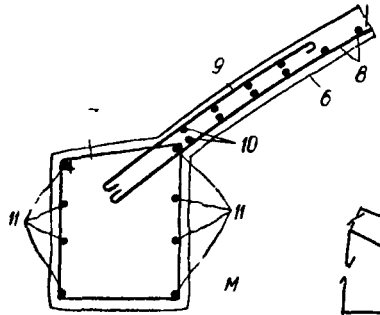
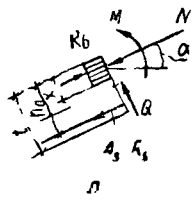
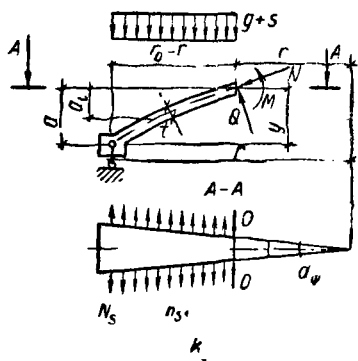
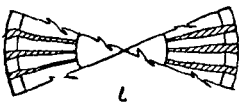
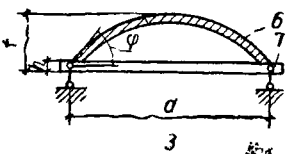
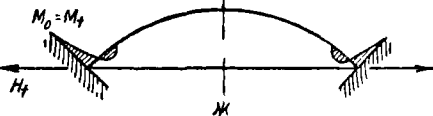
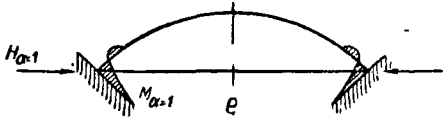
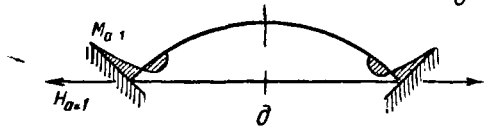
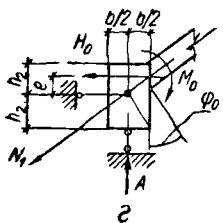
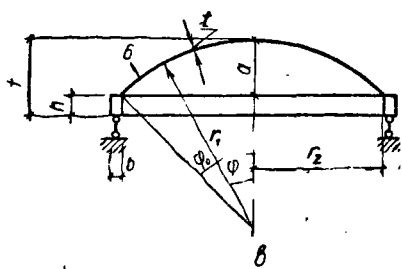
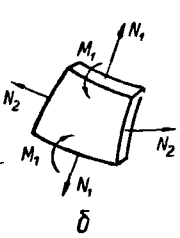
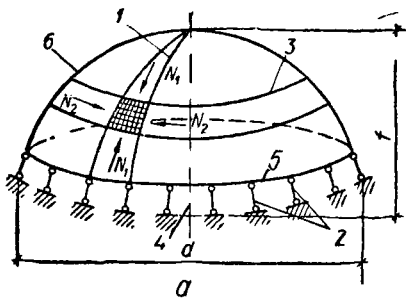


Рис. 13.12. До розрахунку і армування купола:

a — розрахункова схема купола з шарнірно-рухомих опиранням по контуру; *б* — схема зусиль; *в* — геометрична схема купола, пружно закріпленого в опорному кільці; *г* — розрахункова схема вузла закріплення оболонки купола з опорним кільцем; *д* — еюра контурних зусиль у куполі в разі горизонтального зміщення краю купола на величину $a = 1$; *е* — те саме, від радіального зміщення краю купола в разі повороту опорного перерізу на кут $\alpha = 1$; *ж* — те саме, коли до краю прикладено переміщення a та α , які обернено спрямовані і чисельно дорівнюють переміщенням, що виникають від зовнішнього навантаження в шарнірно спертому куполі; *з* — поперечний переріз купола у випадку розрахунку за граничною рівновагою; *и* — схема руйнування; *к* — схема зусиль; *л* — напружений стан; *м* — деталь армування купола при ненапружуваній арматурі опорного кільця; *н* — те саме, з попереднім напружуванням кільцевої арматури; *1* — меридіональний переріз; *2* — тангенціальні опори; *3* — кільцевий переріз; *4* — вісь обертання; *5* — крайній переріз купола; *6* — купол; *7* — опорне кільце; *8* — основна конструктивна сітка; *9* — додаткова арматура за розрахунком на M_0 ; *10* — кільцева арматура за розрахунком на N_2 ; *11* — робоча арматура опорного кільця; *12* — напружена арматура; *13* — торкрет-бетон

Конструктивно оболонку купола пружно закріплено в опорному кільці. Тому порушується її безмоментний стан у зоні спряження з опорним кільцем і, як наслідок, виникають згинальні моменти M_0 , що діють уздовж меридіана по кільцю купола, і радіальний розпір H_0 (рис. 13.12, г). В міру віддалення від опорного кільця згинальні моменти затухають, але нехтувати ними не можна, оскільки разом з розпором H_0 вони спричиняють в опорному перерізі купола позацентрове стискування.

Згинальні моменти M_0 та радіальний розпір H_0 у сферичному куполі, затиснутому в опорному кільці, визначають за [32], як у статично невизначній системі із спільною розв'язання рівнянь

$$\left. \begin{aligned} a_{11}M_0 + a_{12}H_0 &= a_{10}; \\ a_{21}M_0 + a_{22}H_0 &= a_{20}. \end{aligned} \right\} \quad (13.30)$$

де a_{11} , a_{12} та a_{10} — взаємні кути повороту від дії відповідно $M_0 = 1$, $H_0 = 1$ та зовнішнього навантаження; a_{21} , a_{22} та a_{20} — взаємні переміщення у напрямі H_0 відповідно від $M_0 = 1$, $H_0 = 1$ і зовнішнього навантаження. Ці параметри обчислюють за формулами, які наведено в [32].

Сферичний купол при $d/f \leq 10$, при симетричному відносно вертикальної осі навантаженні ($g + s$), рівномірно розподіленому по його горизонтальній проекції, при армуванні двома сітками, які утворюють меридіональну та кільцеву арматуру, при спиранні купола по всьому периметру (рис. 13.12, з) і за умови, що його несуча здатність вичерпується внаслідок текучості арматури, можна розраховувати за методом граничної рівноваги згідно з [32].

У граничному стані схема руйнування визначається системою наскрізних меридіональних тріщин, що йдуть від розтягнутого кільця і з'єднуються на кінцях кільцевими пластичними шарнірами, які розкриваються вниз (рис. 13.12, и).

При постійних граничних моментах та зусиллі в кільцевих перерізах купола, що припадають на одиницю довжини меридіана, і значен-

нях $3,5 \leq \frac{2r_0}{f} \leq 10$ і $\frac{n_{s1}r_0}{m_{s1}} \leq 800$ інтенсивність рівномірно розподіленого по горизонтальній проекції купола навантаження визначають з формули

$$\frac{(g+s)r_0^3}{6f} = \eta m_{s1} + k n_{s1}, \quad (13.31)$$

де η — коефіцієнт, що залежить від положистості $\frac{2r_0}{f}$ та співвідношення $\frac{n_{s1}r_0}{m_{s1}}$; m_{s1} — момент граничних зусиль у меридіональній арматурі (рис. 13.12, м) відносно осі $0-0$ (рис. 13.12, κ), що проходить через центр ваги стиснутої зони бетону; $m_{s1} = A_{s1}R_s(h_0 - x/2)$; k — емпіричний коефіцієнт.

Поздовжнє зусилля на одиницю довжини у кільцевій арматурі купола n_{s1} обчислюють за формулою

$$n_{s1} = (A_{s1} + A'_{s1})R_s, \quad (13.32)$$

де A_{s1} та A'_{s1} — площа перерізу кільцевої арматури відповідно нижньої і верхньої сіжок на одиницю довжини радіального напрямку.

Поздовжнє зусилля в опорному кільці N_s визначають із залежності

$$N_s = A_s R_s, \quad (13.33)$$

де A_s — площа перерізу арматури кільця.

Передчасного зруйнування бетону у стиснутій зоні кільцевого пластичного шарніра до досягнення в розтягнутій арматурі напруження R_s не буде, якщо додержано умови

$$\xi \leq \frac{x}{h_0} \leq 0,6\xi_R, \quad (13.34)$$

де ξ та ξ_R — відносна висота стиснутої зони бетону x , граничне значення якої визначають за нормами [13].

Для визначення x обчислюють нормальну силу N_r за формулою

$$N_r = \frac{(g+s)r^2}{2} \sin \alpha + [N_s + n_{s1}r_{sph}(\varphi - \alpha)] \cos \alpha, \quad (13.35)$$

де $r = \rho r_0$ — радіус пластичного шарніра; r_{sph} — радіус сфери; α — кут нахилу сили N_s ; φ — кут нахилу дотичної до меридіана на опорі.

Коефіцієнти η , k та ρ визначають за вимогами [32].

Стійкість оболонки купола перевіряють з умови

$$t \geq r \sqrt{\frac{20(g+s)}{E_b}} \text{ або } t \geq 1,79 \sqrt{\frac{g+s}{E_b}}, \quad (13.36)$$

де $(g+s)$ — інтенсивність повного розрахункового навантаження; t — товщина стінки купола.

У положистих куполах при невеликій стрілі підйому опорне кільце розташоване вище від шва переходу (зона, де розпір H найбільший, а зусилля $N_2 = 0$). Тоді кільцеві зусилля в зоні оболонки, що прилягає до кільця, будуть стискувальними, а кільце буде розтягнуте дією меридіональних згинальних моментів. Проте оскільки моменти незначні, кільце можна розраховувати як центрально-розтягнуте.

Армування. Перерізи купола, де діють стискувальні зусилля, армують конструктивно, арматуру розтягнутих зон купола, а також кільця визначають розрахунком на розтягання.

Оболонку армують сіткою з меридіональних та кільцевих дротин діаметром 4...6 мм з кроком 150...250 мм. При товщині оболонки 7 см сітку розміщують посередині цієї товщини; у товстіших оболонках встановлюють подвійну сітку. Місця прилягання купола до кільця з розрахунку на опорний момент M_0 та кільцеве зусилля армують подвійною сіткою (рис. 13.12, м) з дротин діаметром 6...10 мм з кроком не більш як 200 мм. Арматуру в кільці розміщують симетрично по його перерізу. Застосовують стержні діаметром 20...30 мм; стикують їх зварюванням.

Кільцеву арматуру доцільно попередньо напружувати, навиваючи її на кільце (рис. 13.12, н). Це сприяє економії арматури і підвищенню тріщиностійкості конструкції. Стискувальне зусилля в арматурі приймають із розрахунку, щоб сумарне напруження в перерізі кільця, спричинене попереднім обтискуванням і розпиранням від навантажен-

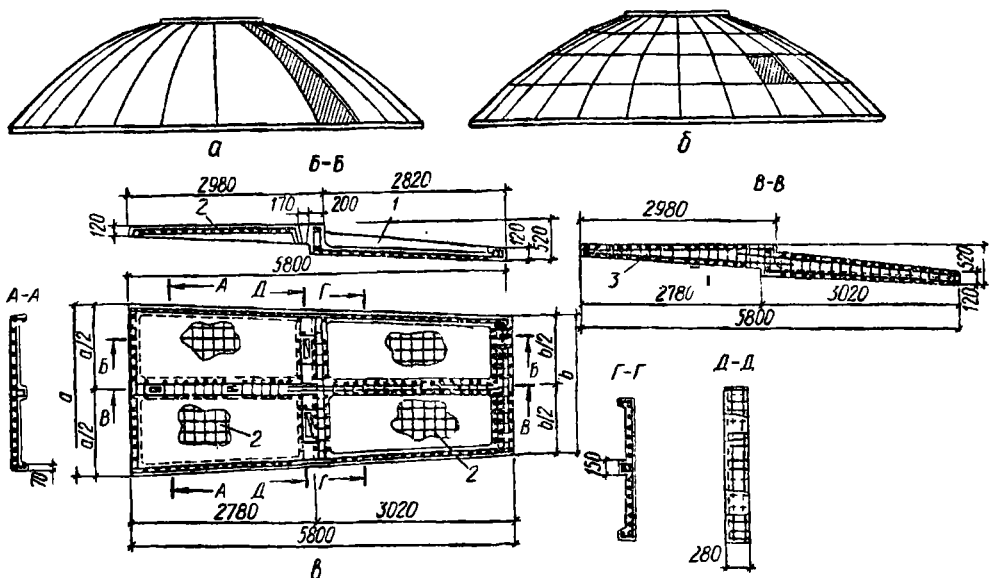


Рис. 13.13. Членування куполів на збірні елементи та армування їх:
 а — меридіональна розрізка; б — меридіонально-кільцева розрізка; в — збірна панель купола;
 1 — ребро; 2 — зварна сітка; 3 — зварний каркас

ня, не перевищувало кільцевого напруження в місці спряження купола з кільцем.

Відсутність ребер у монолітних куполах є їх безперечною перевагою, але зведення їх ускладнюється влаштуванням опалубки, а тому застосування пневматичної, надувної опалубки сприяє здешевленню і оборотності її, а також легкості транспортування, монтажу та демонтажу.

Найпоширеніші збірні куполи. При діаметрі до 40 м купол членується вертикально по меридіанах на збірні клиноподібні елементи завдовжки 18...20 м і завширшки 3...7 м (рис. 13.13, а). Куполи діаметром понад 40 м розчленовуються також горизонтально по паралелях на 2...3 пояси з трапекуватими панелями (рис. 13.13, б). Для спрощення арматурних виробів та опалубки панелі куполів (рис. 13.13, а) виконують з кривизною тільки по меридіану, а при горизонтальному розрізуванні — плоскими. По периметру збірні панелі окантовані ребрами, які армують зварними каркасами (рис. 13.13, в). Їхню арматуру визначають розрахунком як у стадії виготовлення, транспортування та зведення, так і в стадії експлуатації.

13.7. Склепінчасті покриття

Склепіння можуть мати прольоти до 100 м і циліндричний, трапекуватий або трикутний переріз завдовжки 2...3 м. Застосовують склепіння для покриттів виробничих та громадських будівель. За опори для них правлять стіни, колони або фундаменти. У перших двох випадках склепіння положисті (рис. 13.14, а та б) із стрілою підйому 1/10 прольоту. Склепіння рекомендується виконувати по дузі кола, параболі або інших кривих, близьких до кривої тиску від постійного навантаження. Склепіння з призматичними контурами з прямокутних елементів вписують у відповідні криві (рис. 13.14, б).

Склепіння можуть бути монолітними та збірними.

Монолітні склепіння проектують переважно циліндричними. При прольоті понад 12 м у склепінні передбачають зміцнювальні ребра, розташовані у напрямі прольоту, що перекривається склепінням.

Збірні склепіння складчастого профілю завширшки 11,96 і прольотами 12...24 м (рис. 13.14, в) рекомендується проектувати із залізобетонних ребристих панелей з плоскою полицею. При спиранні склепінь на колони за бортові елементи правлять трикутні ферми з залізобетонними верхнім та нижнім (попередньо напруженим) поясами або нижнім поясом із сталевих прокатних профілів. Розпір кожної складки сприймається чотирма стяглями з арматурної сталі класів А-II, А-III, по одній в опорних вузлах ферми та дві в гребеневому вузлі. При прольотах склепінь 24 м і більше стяглі підтримуються двома або більшою кількістю рівномірно розташованих по прольоту склепіння почіпок.

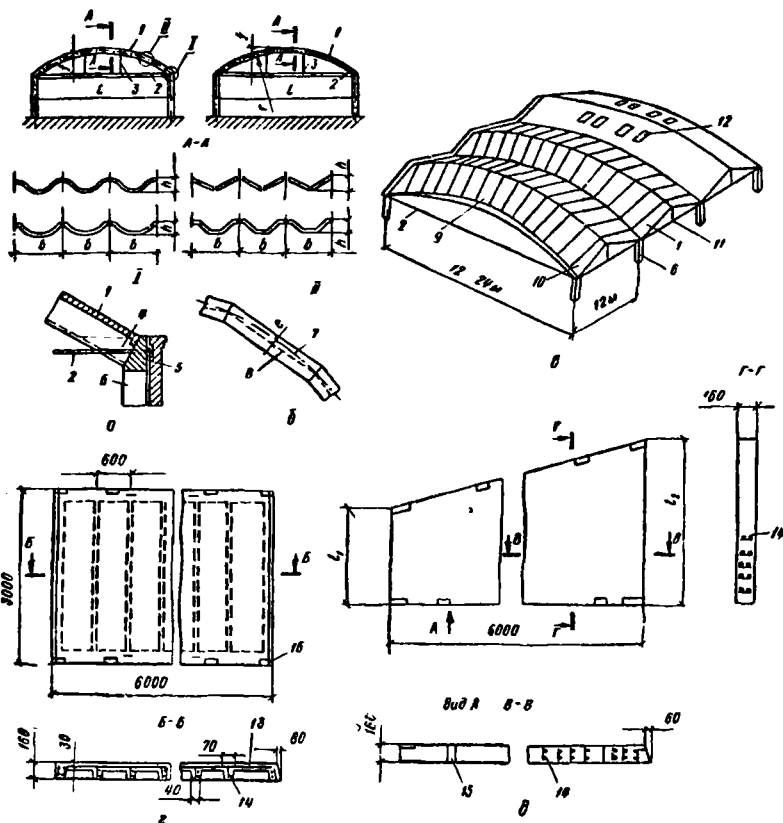


Рис. 13.14. Збірні склепіння:

а — з криволінійних елементів; *б* — з прямолінійних елементів; *в* — загальний вигляд складчастих склепінь із плоских ребристих панелей; *г* — рядова панель; *д* — опорна панель; *1* — збірні елементи; *2* — стягель; *3* — почіпка; *4* — забутування пазух; *5* — опорна балка; *6* — колона; *7* — вісь склепіння; *8* — вісь елемента; *9* — забутування пазух; *10* — опорна панель; *11* — опорна ферма; *12* — проріз для зенітних ліхтарів; *13* — зварна сітка; *14* — арматурний каркас; *15* — закладна деталь

По прольоту склепіння складається з рядових прямокутних у плані панелей розмірами 3×6 м та опорних трапецидальних, які з однієї сторони мають розмір 12 м, а з інших — змінні розміри залежно від прольоту склепіння.

Ребра панелей армують зварними каркасами: поздовжні стержні зі сталі класу А-III, поперечні — зі сталі класу Вр-І. Полицю армують зварною сіткою з дроту класу Вр-І діаметром 3...4 мм з вічком розміром 200 × 200 мм. У прокатних панелях полицю завтовшки 20 мм не армують.

Верхній пояс трикутних ферм має дві похилі і дві горизонтальні площини. На бічну похилу площину спираються опорні панелі, на

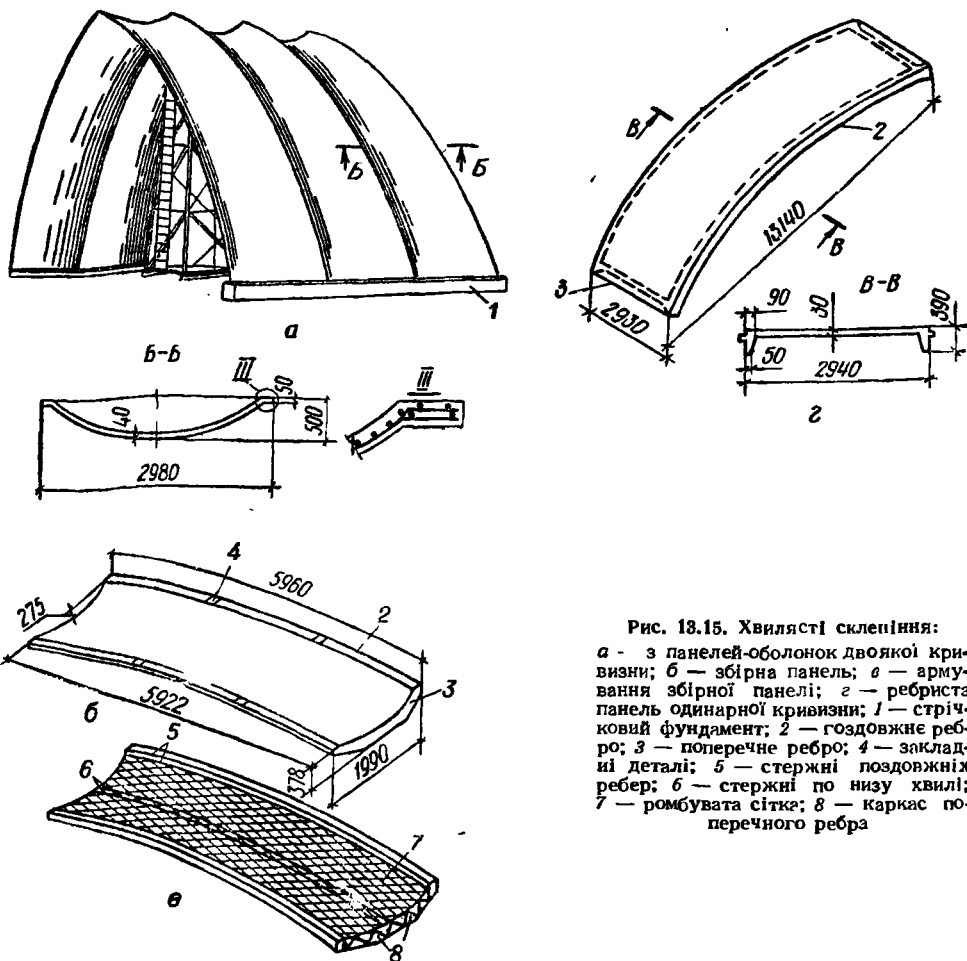


Рис. 13.15. Хвилясті склепіння:

а - з панелей-оболонок двоякої кривизни; б - збірна панель; в - армування панель збірної кривизни; 1 - стрічковий фундамент; 2 - гоцдовжнє ребро; 3 - поперечнє ребро; 4 - закладні деталі; 5 - стержні поздовжніх ребер; 6 - стержні по низу хвилі; 7 - ромбувата сітка; 8 - каркас поперечного ребра

верхню — плити карниза. Пояс армують в'язаним каркасом: поздовжні стержні з арматури класів А-II, А-III, хомути — з арматури класу А-I.

У промисловому та сільськогосподарському будівництві застосовують склепінчасті будівлі з прольотами 18...24 м заввишки відповідно 9...5 м, які складаються зі збірних залізобетонних або армоцементних панелей-оболонок повної заводської готовності (рис. 13.15, а).

Панель-оболонку подвійної від'ємної гауссової кривизни (рис. 13.15, б) по довжині і в торцях підсилюють ребрами. Товщина поля оболонки — 40 мм, поздовжніх ребер — 90.

Рибриста панель-оболонка одинарної кривизни (рис. 13.15, в) має тавровий переріз, окантована поздовжніми та торцевими ребрами. При потребі її зміцнюють поперечними ребрами. Товщина залізобетонної

оболонки 30 мм, армоцементної — 15...20, висота поздовжніх ребер 390 мм.

Склепіння з'єднують в замку і спирають на фундаменти шарнірно.

Розрахунок на міцність. Монолітні склепіння розраховують як однохвильові двошарнірні арки криволінійного або складчастого поперечного перерізу.

Склепіння, складені з двох елементів з шарнірним стиком між ними, розраховують як тришарнірні арки. Постійне навантаження g враховують зі збільшенням, спричиненим похилом покриття g_1 , снігове навантаження s приймають для однопрольотного склепіння на половині його прольоту (рис. 13.16), а для багатопрольотного — з урахуванням снігових мішків згідно з вимогами норм [14].

У найнебезпечніших перерізах склепіння визначають згинальні моменти, нормальні і поперечні сили:

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0 - Hy; \\ N &= Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi; \\ Q &= Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi, \end{aligned} \right\} \quad (13.37)$$

де M_0 та Q_0 — зусилля в даному перерізі однопрольотної балки з прольотом l ; H — розпір хвилі склепіння; y — ордината осі склепіння в розглядуваному перерізі; φ — кут нахилу до горизонту дотичної до осі склепіння в даному перерізі.

Розпір

$$H = \frac{M_0}{f} k, \quad (13.38)$$

де f — стріла підйому склепіння; k — коефіцієнт, який враховує піддатливість стягтя; його визначають згідно з вказівками п. 2, 33 [32] (при навантаженні від власної ваги, а також для склепінь зі стрілою підйому $f \geq 1/3 k = 1$).

Розпір сприймається стягтями або стінами-контрфорсами (при низьких опорах), а також бічними прибудовами, що мають достатню міцність.

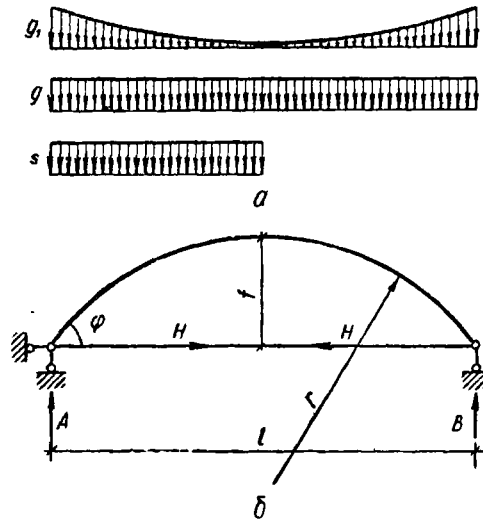


Рис. 13.16. Розрахункова схема однохвильового склепіння:
а — схема навантажень; б — розрахункова схема

Перерізи склепінь розраховують як позацентрово стиснуті згідно з вимогами норм [13]. Міцність перевіряють у перерізах, розташованих у чвертях прольоту, де при односторонньому сніговому навантаженні виникають максимальні плюсовий і мінусовий згинальні моменти.

Склепіння розраховують і в поперечному напрямі. Поперечні деформації можуть сприйматись тимчасовими стяглями або розпірками (залежно від напрямку зусилля).

Тонкостінні склепіння перевіряють на стійкість. При шарнірному спіранні критичне значення рівномірно розподіленого симетричного навантаження визначають за формулою

$$g + s = \frac{g^* I_y f}{l_0^4}, \quad (13.39)$$

$$\text{де } g^* = \frac{\pi^6}{4} \left(1 + \frac{2\sqrt{3}}{9} \cdot \frac{1-m}{m} \sqrt{1-m} \right),$$

$$m = \frac{4I_y}{E_b f^2} \quad (I_y \text{ — момент інерції перерізу відносно центральної осі } y;$$

E_b — модуль пружності бетону).

Втрата стійкості буває, якщо $0,1818 < m < 1$ при симетричній деформації і $0 < m < 0,1818$ при несиметричній деформації.

При опорах (колонах), що стоять окремо, хвилі склепіння спіраються на підсклепінні балки, які розраховують на косе згинання з крученням.

Армування. Пливу оболонки двоякої кривизни армують зварними сітками з дроту діаметром 3...5 мм класу Вр-І. По низу плити укладають окремі стержні зі сталі класу А-ІІІ. Поздовжні і поперечні ребра армують зварними каркасами (рис. 13.15, в).

Пливу оболонки ребристої залізобетонної панелі армують зварною сіткою з дроту діаметром 3...5 мм класу Вр-І, армоцементної — тканою сіткою. Поздовжні і поперечні ребра армують зварними каркасами зі сталі класу А-ІІІ. Діаметр поздовжніх стержнів каркасів 8...12 мм, поперечних похилих — 3...5. У поздовжніх ребер панелей є закладні деталі для знімання виробу з форми і зварювання суміжних склепінь.

Склепіння заввишки 5 м з прольотами 21 та 24 м мають по довжині змінну кривизну.

Застосування склепінчастих будівель із панелей повної заводської готовності утеплених і без утеплювача дає можливість сумістити функції стін та покриття, скоротити в 2...2,5 раза кількість монтажних елементів, зменшити трудомісткість будівництва і скоротити строки введення будівель в експлуатацію.

Хвилясті і складчасті склепіння економічно ефективні. Зі збільшенням прольоту витрата матеріалу на них збільшується мало (при

прольотах 30...48 м — 0,07 м³/м²; 75 м — 0,08 м³/м²; 96 м — 0,1... 0,12 м³/м²).

13.8. Висячі покриття

Висячі конструкції (рис. 13.17, а...в) являють собою комбіновані системи, що складаються: з основних конструкцій — вантів (рис. 13.17, 1), які перекривають проліт; опорного контуру (рис. 13.17, б), до

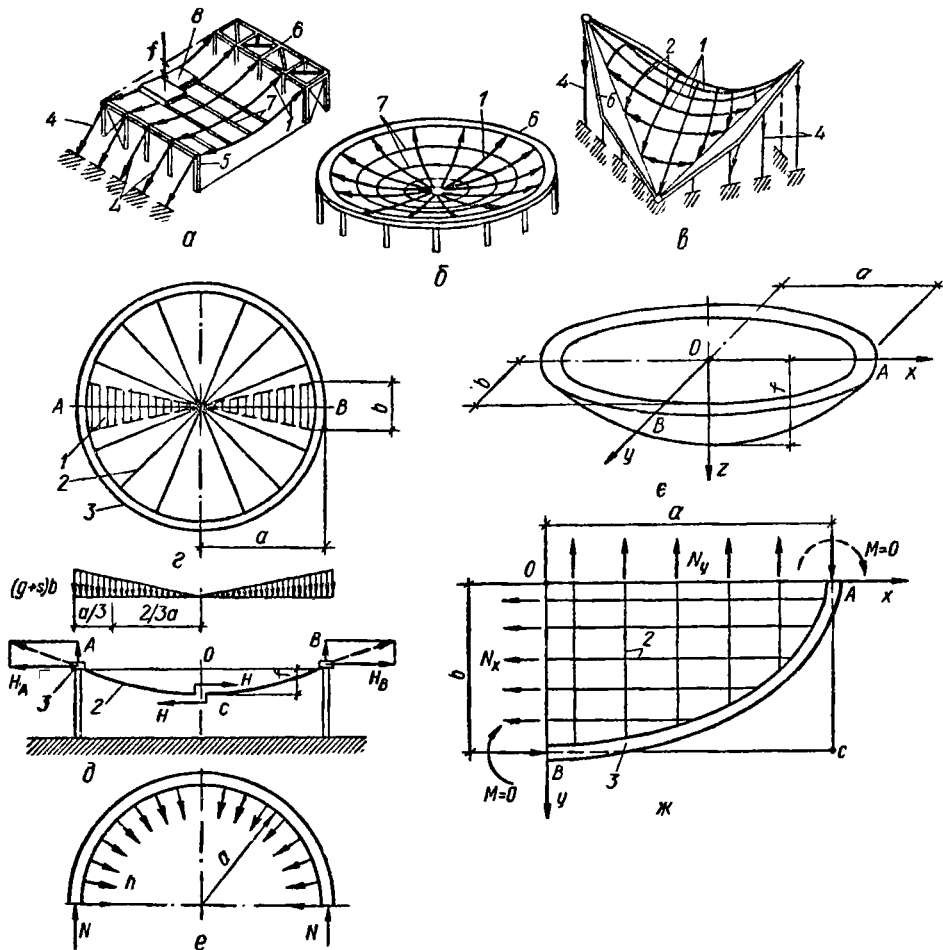


Рис. 13.17. Вантові покриття та їхні розрахункові схеми:

а — однопрольотні системи вантів на прямокутному плані; б — те саме, на круглому плані; в — те саме, гіперболічного контуру; г — до розрахунку круглого в плані покриття з радіально розташованими вантами; д — розрахункова схема; е — розрахункова схема опорного кільця; в — до розрахунку еліптичного в плані покриття з ортогонально розташованими вантами; жс — розрахункова схема; 1 — провислий вант; 2 — стабілізуючий вант; 3 — розпірка; 4 — відтяжка; 5 — колона; 6 — опорний контур; 7 — балки; 8 — залізобетонна або армоцементна збірна плита

якого кріпляться ванти та оболонки захисту із залізобетонних або армоцементних плит (рис. 13.17, 9), які іноді укладаються по балках (рис. 13.17, 7). Горизонтальний розпір від вантів сприймається жорстким опорним контуром або через стояки відтяжками (рис. 13.17, 4).

Стріла провисання вантів f у центрі будівлі становить $1/10...1/25$ основного прольоту.

Сама система вантів, закріплених в опорному контурі, зі зміною навантаження може деформуватися, і тому форма оболонки захисту може змінюватись. Щоб забезпечити стабільну форму оболонки, ванти попередньо напружують. Напружувати їх можна домкратами після замонолічування швів між плитами. У цьому випадку ванти розташовують у каналах, які після натягування вантів заповнюють дрібнозернистим бетоном. Іноді шви між збірними плитами замонолічують після донавантаження їх тимчасовим навантаженням. Після зняття його ванти скорочуються і обтискують покриття. В результаті цього угнуто склепіння або сфера оболонки обтискується і передає розпір на опорний контур, який на цій стадії зазнає розтягувального зусилля, а після навантаження покриття постійним і тимчасовим сніговим навантаженнями — стискувального.

Переваги вантових покриттів на прямокутному плані (рис. 13.17, а) — простота їхньої будови. Проте при цьому для сприйняття розпору потрібні відтяжки або жорсткий опорний контур. Найефективніші вантові покриття на круглому плані (рис. 13.17, б), коли опорний контур є замкнутою безмоментною конструкцією, яка сприймає стискувальні зусилля.

Однопоясні системи вантів доцільні у круглих та овальних у плані будівлях прольотом 36...120 м. Стиснуте опорне кільце самозрівноважене і передає на опору тільки вертикальні навантаження.

Для вантів застосовують стержневу арматуру періодичного профілю зі сталі класу А-IIIв, А-IV та Ат-IV, арматурні пучки та канати з високоміцного дроту, троси.

Збірні елементи оболонки та опорне кільце роблять з бетону класів В12,5...В30 (для плит оболонки — класу не нижче В20). Розміри плит у плані залежать від кроку і довжини вантів.

Плити оболонки завтовшки 25...30 мм окантовані по контуру ребрами заввишки 80...120 мм і завширшки 40...60 мм. Полицю армують зварною сіткою з дроту діаметром 3...5 мм, ребра — зварними каркасами зі стержнів сталі класів А-II та А-III. При застосуванні армоцементних плит полиці їх армують тонкими зварними або тканими сітками [22].

Плити кріплять до вантів на випусках арматурних стержнів із плит. Шви між ними замонолічують.

При статичному розрахунку вважається, що повне навантаження покриття сприймають ванти; оболонка огороження працює на стикування, а ванти — на розтягання.

Розподіл постійного і тимчасового (сніг та вітер) навантажень, коефіцієнти сполучення та надійності по навантаженню приймають за нормами [14].

Оболонку розраховують за двома групами граничних станів. За першою групою розрахунок ведуть для стадії виготовлення монтажу та експлуатації, за другою — для стадій виготовлення та експлуатації. Опорне кільце, крім усього, перевіряють на зсув, висмикування вантів та перекидання.

Розрахунок вантових конструкцій — складне завдання. Воно спрощується для покриттів, симетричних у плані при рівномірно розподіленому навантаженні.

Для круглих у плані будівель з окремо розташованими вантами і кроком b (по периметру кільця), які навантажено рівномірно розподіленим навантаженням $(g + s)$ (рис. 13.17, *з*), кожний вант розраховують окремо.

Вертикальні складові опорних реакцій вантів за умови симетрії їх і навантаження з урахуванням, що опорне кільце горизонтальне, а реактивний тиск спрямований по дотичній до осі вантів,

$$A = B = \frac{(g + s) ba}{2} .$$

З рівняння моментів сил на лівій половині ванта відносно точки O (рис. 13.17, *д*)

$$H = \frac{(g + s) ba^2}{6f} . \quad (13.40)$$

Тоді розтягувальне зусилля у ванті

$$N_b = \sqrt{A^2 + H^2} . \quad (13.41)$$

Зусилля стискування N у кільці (рис. 13.17, *е*), що зазнає погонно-го радіального тиску $n = H/b$,

$$N = na = \frac{(g + s) a^3}{6f} . \quad (13.42)$$

При еліптичних у плані будівлях і ортогональній сітці вантів, звантажених рівномірно розподіленим навантаженням $(g + s)$ (рис. 13.17, *є*), оболонка огороження, близька до поверхні еліптичного параболоїду, перебуває у безмоментному стані. Тоді, згідно з рівнянням (13.1), з урахуванням рівнянь (13.2) та (13.3) і, припустивши, що $N_{xy} = 0$ (зсувні зусилля при безмоментному стані відсутні), матимемо

$$N_x \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + N_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -(g + s) . \quad (13.43)$$

Нижче наведено методику розв'язання двох можливих випадків розрахунку.

Випадок I. Дано: навантаження і зусилля натягання вантів $N = N_x = N_y$ (в обох напрямках рівновелике); обчислити прогин, використавши рівняння поверхні

$$z = f \left(1 - \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \right), \quad (13.44)$$

де a та b — розміри еліпса в плані; f — прогин поверхні (рис. 13.17, ϵ).
Кривизна цієї поверхні

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = -2 \frac{f}{a^2}; \quad \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -2 \frac{f}{b^2}. \quad (13.45)$$

Прогин поверхні визначаємо з рівнянь (13.43) та (13.45):

$$f = \frac{(g + s) a^2 b^2}{2N (a^2 + b^2)}. \quad (13.46)$$

Випадок II. Дано: рівномірно розподілене навантаження і рівняння поверхні (13.44); визначити зусилля N_x та N_y (рис. 13.17, $\ж$).

Припускаємо, що на розглядуваній ділянці покриття (рис. 13, 17, $\ж$) у точках A та B опорного контуру згинальний момент дорівнює нулю. Тоді, згідно з рівнянням моментів сил, прикладених до розглядуваної ділянки контуру відносно точки C (рис. 13.17, ∂),

$$N_x b^2 = N_y a^2. \quad (13.47)$$

Згідно з рівняннями (13.43) та (13.45) і умовою (13.47),

$$N_x = \frac{(g + s) a^2}{4f}; \quad N_y = \frac{(g + s) b^2}{4f}. \quad (13.48)$$

Навантаження на покриття $(g + s)$ розподіляється рівномірно у напрямках x та y . Тоді з урахуванням умов (13.43), (13.45) та (13.48) матимемо

$$(g + s)_x = -N \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{(g + s) a^2}{4f} 2 \frac{f}{a^2} = \frac{g + s}{2}. \quad (13.49)$$

За аналогією

$$(g + s)_y = \frac{g + s}{2}.$$

За таких умов (при рівномірно розподіленому навантаженні) опорний контур буде розтягнутий по всій довжині.

Контрольні запитання

1. Які конструкції називають тонкостінними, просторовими?
2. Які бувають основні види просторових покриттів?
3. Які основні особливості роботи просторових покриттів?
4. Як класифікуються тонкостінні просторові конструкції за характером розподілу зусиль?
5. Чим різняться оболонки плюсової і мінусової гауссової кривизни?
6. Чим характеризуються оболонки нульової гауссової кривизни?
7. Як розподіляються зусилля у конструкціях плюсової і мінусової гауссової кривизни?
8. З яких основних елементів складаються циліндричні оболонки та куполи?
9. Які особливості розрахунку та армування циліндричних оболонок?
10. Які і де виникають зусилля в куполах?

11. Які існують види склепінчастих покриттів?
12. З яких елементів складають склепінчасті покриття?
13. Як визначають зусилля в склепіннях та стягях і як розраховують їхні пере-
риси?
14. Як класифікують висячі покриття?
15. Яких зусиль зазнають конструкції висячих покриттів?
16. Які класи і види бетону застосовують для тонкостінних просторових конструкцій?
17. Які види і класи арматури застосовують для армування тонкостінних просторових конструкцій?
18. Які конструктивні елементи оболонки доцільно виконувати попередньо напружуваними?

Розділ 14

ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

У промислового, цивільного та сільськогосподарського будівництва широко застосовують спеціальні залізобетонні споруди. Вони призначені для зберігання матеріалів, організації транспорту та потоків людей, постачання об'єктів водою, електроенергією, газом, теплом, збирання й очищення промислових та стічних вод тощо.

У даному курсі розглядаються інженерні споруди, які найчастіше включають до комплексу об'єктів промислово-цивільного будівництва. Це насамперед ємкісні споруди, призначені для зберігання сипких матеріалів (силоси), для навантажувально-розвантажувальних операцій самопливом (бункери), резервуари для чистої води та інших рідин, різні очисні споруди систем водопостачання і каналізації (відстійники, фільтри, аеротенки) тощо. Їх виконують зі збірного або монолітного залізобетону.

Складніші інженерні споруди транспортного, енергетичного, гідротехнічного будівництва вивчають у спеціальних курсах [39].

14.1. Залізобетонні резервуари

14.1.1. Основні відомості. Залізобетонні резервуари порівняно з металевими довговічніші, вогнестійкі і потребують менших експлуатаційних витрат.

Залежно від призначення до резервуарів ставляться спеціальні вимоги, наведені у відповідних нормативних документах (вказівках, рекомендаціях тощо.).

Резервуари класифікують за формою в плані, позначкою днища, конструктивними особливостями армування, способами зведення.

У плані резервуари мають переважно круглу (циліндричні резервуари) або прямокутну форму. Залізобетонні резервуари складнішої форми (сферичні, лінзоподібні) трудомісткі і тому великого поширення не набули.

Резервуари бувають підземні, напівзаглиблені, наземні і надземні (водонапірні башти).

Залежно від призначення резервуари можуть бути відкриті (без покриття) і закриті. Покриття бувають у вигляді оболонок або плоскі; при цьому конструкція їх певною мірою визначає і конструкцію днища. Так, при плоскому покритті днище, як правило, також плоске.

За способом зведення розрізняють збірні, монолітні та збірно-монолітні резервуари. В останньому випадку стіни і покриття виконують збірними, а днище — монолітним.

Армування резервуарів може виконуватись без попереднього напружування арматури або з натягуванням її переважно на затверділий бетон (навивання арматури на стінки, натягування арматури, розташованої в каналах днища, тощо.). Попередньо напружені елементи покриття виготовляють у заводських умовах.

Форма, розміри, відмітка днища, наявність чи відсутність покриття резервуара звичайно обумовлені технологічними вимогами. Якщо за умовами технології задано тільки місткість споруди, форму і розміри вибирають за техніко-економічними міркуваннями.

Порівнюючи циліндричні і прямокутні резервуари, слід враховувати характер роботи стінок споруди під навантаженням. Від внутрішнього гідростатичного тиску рідини стінки циліндричних резервуарів працюють на осьове розтягання, а від тиску ґрунту — на осьове стискання. Згинальні моменти виникають лише у місцях з'єднання стінки з днищем та покриттям.

Прямокутні резервуари проектують переважно з розмірами в плані, які значно перевищують їхню висоту. Стіни відкритих резервуарів у цьому випадку працюють на згинання, а закритих — на позацентрове стискання.

При застосуванні попереднього напруження доцільно проектувати циліндричні резервуари з натягуванням зовнішньої кільцевої арматури. Це значно підвищує тріщиностійкість стінок і зменшує витрату бетону та сталі за рахунок використання високоміцних матеріалів. Попереднє напружування стінок прямокутних резервуарів виконати значно важче. Крім того, при однаковій місткості периметр стінок циліндричного резервуара менший, ніж прямокутного.

У циліндричних резервуарах розтягувальні зусилля в стінках при однаковій висоті по всьому периметру збільшуються пропорційно діаметру резервуара, що призводить до істотного потовщення стінок і збільшення площі перерізу кільцевої арматури в резервуарах великого діаметра.

У прямокутному резервуарі, розміри в плані якого значно перевищують висоту стінок, згинальні моменти у стінках залежать тільки від висоти. Це дає можливість застосовувати для резервуарів різної місткості уніфіковані елементи стін однакової товщини і армування.

Таблиця 14.1. Основні параметри круглих резервуарів для води

Параметри	Номінальна місткість, м³						
	100	250	500	1000	2000	3000	6000
Діаметр, м	6	9	12	18	24	30	42
Висота стінок, м	3,6			4,8			

Техніко-економічне порівняння показує, що при місткості до 3000 м³ кращі показники щодо витрати матеріалів (бетону та сталі) і трудомісткості зведення у циліндричних резервуарів, а при місткості понад 6000 м³ економічніші прямокутні резервуари. Так, циліндричні резервуари для води мають місткість переважно до 6000 м³. Значно рідше споруджують круглі резервуари більшого об'єму. Прямокутні резервуари мають місткість до 20000 м³.

Розроблено типові проекти монолітних циліндричних резервуарів для води місткістю до 2000 м³ (табл. 14.1). Товщина плити покриття та днища таких резервуарів 120...140 мм, стін — 120...150. Застосовують важкий бетон не нижче як класу В15 і марки за водонепроникністю W4.

Прямокутні резервуари малої місткості економічніші від циліндричних за умови розміщення їх у приміщеннях і на обмежених земельних ділянках, оскільки їх можна розмістити компактніше і, отже, зменшити габарити будівлі.

Резервуари для води об'ємом від 50 до 20000 м³ уніфіковано. Основні параметри уніфікованих циліндричних резервуарів наведено в табл. 14.1, а прямокутних — у табл. 14.2.

При виборі висоти резервуарів враховують технологічні вимоги, а також залежність вартості резервуара від його висоти.

Розміри прямокутних резервуарів у плані призначено кратними 3 або 6 м. Це дає можливість при відповідній прив'язці зовнішніх ря-

Таблиця 14.2. Основні параметри прямокутних резервуарів для води

Номінальна місткість, м³	Параметри, м		
	Висота	Ширина	Довжина
50...300	3,6	6	3...15 (кратна 3 м)
500...1400		12	12...33 (кратна 3 м)
1500...2500	4,8	18	18...30 (кратна 3 м)
2700...4400		24	24...39 (кратна 3 м)
5000...11 000		36	30...66 (кратна 6 м)
12 000...20 000		54	48...78 (кратна 6 м)

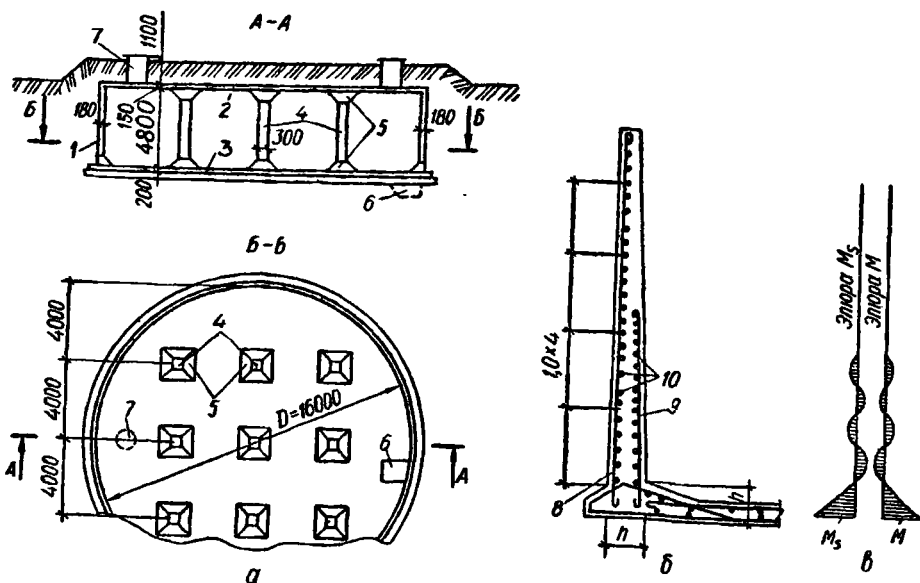


Рис. 14.1. Циліндричний залізобетонний монолітний резервуар з безбалковим перекриттям: а — конструкція резервуара; б — армування стінки; в — епюри згинальних моментів у стінці від тиску ґрунту та рідини; 1 — стінка; 2 — безбалкова плита перекриття; 3 — плита днища; 4 — колони; 5 — капітелі; 6 — приямок; 7 — люк; 8 — вертикальна арматура за розрахунком на момент від тиску ґрунту; 9 — те саме, на момент від тиску рідини; 10 — кільцева арматура за розрахунком на розтягувальне зусилля

дів колон або стін застосовувати для покриття типові ригелі та плити перекриттів багатопверхових промислових будівель.

Залізобетонні резервуари для нафти та нафтопродуктів проектують зі стінами, покриттям та днищем, попередньо напруженими в двох напрямках. Стики збірних панелей стін допускається обтискувати тільки в горизонтальному напрямі за умови, що панелі мають попереднє стискання у вертикальному напрямі. Резервуари для мазуту допускається будувати з необтиснутими стінами. Їх уніфіковані розміри у плані такі ж, як і в резервуарів для води, проте висота у них більша. Діаметри циліндричних резервуарів кратні 3 м, а висота — 0,6 м. Розміри прямокутних резервуарів у плані кратні 6 м; сітка колон 6 × 6 м або 6 × 3 м.

14.1.2. Циліндричні резервуари. Монолітний циліндричний резервуар (рис. 14.1) складається зі стінки постійної чи змінної товщини, яку жорстко з'єднано з днищем та покриттям (у закритих резервуарах). При невеликій місткості (до 500 м³) розтягувальні зусилля в стінках відносно невеликі, і резервуари можна робити без попереднього напружування. При більшому об'ємі стінки обтискують кільцевою арматурою.

Покриття резервуарів звичайно також монолітне, безбалкове, яке спирається на стінки та проміжні колони. Сітка осей квадратна або

прямокутна з розмірами 4...6 м. Можливе також купольне покриття з ненапруженим або попередньо напруженим опорним кільцем.

Днище плоске постійної товщини із оберненими капітелями в місцях спирання колон.

У місцях з'єднання стінки з днищем та покриттям встановлюють вути, які додатково армують окремими стержнями.

Стінку армують горизонтальною кільцевою та вертикальною арматурою. Площу перерізу кільцевої арматури визначають за діючим розтягувальним зусиллям. Звичайно вона змінюється по висоті стінки. Вертикальну арматуру добирають за згинальними моментами, що виникають у місцях спряження стінки з днищем та покриттям. Частина вертикальної арматури по висоті стінки може обриватися відповідно до епюри моментів (рис. 14.1, в). Звичайно стінки ненапружених резервуарів армують двома симетрично розташованими сітками з прямокутним вічком 100...200 мм. У невеликих резервуарах можливе армування однією сіткою.

У попередньо напружених резервуарах кільцева арматура з високоміцного дроту або стержнів розташована зовні. У цьому випадку горизонтальну ненапружену арматуру стінки приймають конструктивно. Покриття та днище армують подібно до безбалкових перекриттів.

Стінки збірних або збірно-монолітних циліндричних резервуарів роблять із залізобетонних панелей (довжина їх дорівнює висоті резервуара) і встановлюють у кільцевий паз днища. Перевіривши панелі, зазори заповнюють бетоном або цементним розчином, після чого стінку обтискують кільцевою арматурою, яку захищають від корозії торкрет-штукатуркою (рис. 14.2, а).

Днище резервуарів — плоске з потовщеннями в місцях встановлення башмаків стаканного типу під проміжні колони.

Покриття резервуара можна робити з типових конструкцій перекриттів багатоповерхових промислових будівель — збірних ригелів та ребристих плит при сітці колон 6×6 м (див. п. 12.4.5). Проте при цьому значні ділянки покриття виконують із монолітного залізобетону.

Можна використовувати квадратні плити з ребрами по периметру, оперті безпосередньо на колони, встановлені з кроком 4 м (рис. 14.2, б). У цьому разі об'єм монолітного залізобетону зменшується. У випадку застосування трапецеватих плит, які укладають на кільцеві балки, і розташування колон по концентричних колах покриття роблять повністю зі збірних елементів (рис. 14.2, в), але це збільшує число типорозмірів елементів і ускладнює їхню конструкцію. Балки криволінійного контуру можна замінити прямолінійними П-подібного перерізу, ширина яких забезпечує достатню довжину опирання середніх панелей між колонами.

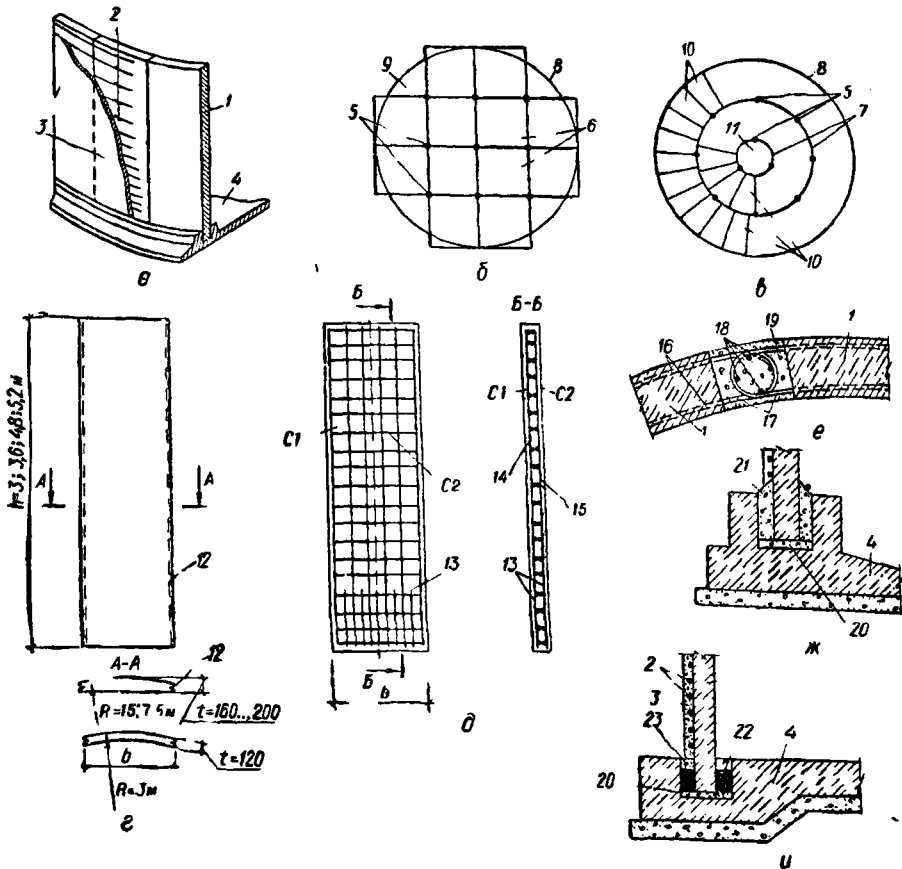


Рис. 14.2. Збірні циліндричні резервуари:

а — конструкція стінки попередньо напруженого резервуара; **б** — збірне плоске покриття з квадратних плит, опертих на колони; **в** — те саме, з трапециеватих плит; **г** — загальний вигляд збірної стінової панелі циліндричного резервуара; **д** — армування панелі; **е** — стик панелей з петльовими випусками арматури; **ж** — жорстке спряження стінки з днищем; **з** — те саме, шарнірне; **1** — збірна стінова панель; **2** — кільцева напружувана арматура; **3** — торкрет-штукатурка; **4** — днище; **5** — колони; **6** — квадратні плити з ребрами по периметру; **7** — кільцеві балки; **8** — стінка резервуара; **9** — монолітні ділянки; **10** — ребристі плити трапециеватої форми в плані; **11** — кругла плоска плита; **12** — бічний паз панелі; **13** — додаткові стержні; **14** — зовнішня арматура; **15** — внутрішня арматура; **16** — кільцева ненапружувана арматура панелі; **17** — петльові випуски арматури; **18** — вертикальні стержні, встановлювані в стіку; **19** — бетон у стиках панелей; **20** — вирівнювальний шар розчину; **21** — бетон на дрібному щебені; **22** — бітумна мастика; **23** — азбестоцементний розчин

Товщину стінки визначають розрахунком на утворення чи розкриття тріщин і приймають у межах $t = 120...200$ мм, ширина збірних панелей — 1510...2075.

Форма панелей стін у горизонтальному перерізі залежить від діаметра резервуара. При невеликих діаметрах (до 9 м) резервуарів (рис. 14.2, **г**) застосовують панелі типу «шкаралупа» з криволінійними зовнішньою та внутрішньою поверхнями. Витрата бетону для таких панелей мінімальна, але виготовлення їх складне. Зручнішою є

плоско-опукла форма панелей, які застосовують для резервуарів великих діаметрів. Внутрішня поверхня панелей плоска, а зовнішня окреслена радіусом 7,5 або 15 м.

Вертикальні бічні грані панелей попередньо напружених резервуарів мають трикутний паз (див. рис. 14.4, вузол IV); конструктивна ширина панелі менша від номінальної на ширину стику (засора). Оскільки для резервуарів різних діаметрів використовують ті самі панелі, зазори у стиках між ними становлять 19...61 мм.

Стик панелей заповнюють бетоном (бажано на розширному або безусадковому цементі) тієї самої марки, що й бетон панелей.

Панелі виготовляють із бетону класу B15...B20 і армують двома сітками з прямокутними вічками 100...200 мм із стержневої арматури класу А-III або дроту класу Вр-I.

У місцях виникнення згинальних моментів при потребі можна встановлювати додаткові сітки з робочою вертикальною арматурою (рис. 14.2, *д*).

Панелі мають закладні деталі для кріплення ригелів, плит покриття, лотків тощо.

Збірні циліндричні резервуари невеликої місткості (до 500 м³ і діаметром до 12 м) можна зводити без попереднього напружування кільцевої арматури. У цьому разі збірну стінку роблять без попереднього напружування, а всю кільцеву арматуру панелей з'єднують у стиках. Цього досягають зварюванням закладних деталей, до яких приварюють робочу арматуру панелей за допомогою накладок або влаштуванням петельних стиків, які забезпечують рівномірність перерізів (рис. 14.2, *е*).

Стик стінових панелей з днищем може бути жорсткий або шарнірний. При жорсткому стику (рис. 14.2, *ж*) зазори між панелями та гранями паза днища заповнюють бетоном, що виключає можливість переміщення стінки в радіальному напрямі. В результаті цього в стінці на ділянці прилягання її до днища виникають значні згинальні моменти як при попередньому напруженні кільцевої арматури, так і від тиску рідини та ґрунту. Для зменшення згинальних моментів від обтискування стінки в резервуарах великого діаметра стик між панелями та днищем герметизують після натягування кільцевої арматури.

В разі шарнірного з'єднання стінки з днищем зазори заповнюють холодною бігумною мастикою (рис. 14.2, *и*), яка може деформуватися при переміщенні стінки без порушення водонепроникності шва. Шарнірне з'єднання елементів стінки з днищем складніше, і його можна рекомендувати для будівництва резервуарів діаметром понад 30 м.

Як кільцеву попередньо напружану арматуру застосовують високоміцний холоднотягнутий дріт класу В-II (Вр-II) та стержневу арматуру класів А-IV, А-V.

Високоміцний дріт натягують, навиваючи його на зовнішню поверхню панелей резервуара (рис. 14.2, *а*) за допомогою спеціальної

арматурно-навивальної машини типу АНМ. Відстань між витками може змінюватись у широких межах від 5...10 до 100...150 мм.

Стержневу арматуру можна застосовувати у вигляді кільць і натягувати електротермічним способом. При механічному способі натягування окремі стержні, з яких складається кільце, мають з двох кінців оцупки з різью. Стикувати і натягувати можна за допомогою муфт. При використанні гідравлічних домкратів стержні стикають на спеціальних стояках-пілястрах з прокатного металу, на які натягують стержні. Відстань між стержнями кільцевої арматури, як правило, приймають 15...25 см.

У спорудженні циліндричних резервуарів досить ефективно застосовувати бетони на напружувальному цементі (НЦ). Це дає можливість відмовитися від попереднього напружування арматури, оскільки обтискування стінки створюється за рахунок замурування стиків збірних панелей бетоном на НЦ. При цьому виключається необхідність не тільки навивання арматури, а й її захисту від корозії торкретуванням.

Від корозії напружувану арматуру захищають кількома шарами торкрет-штукатурки загальною товщиною, яка забезпечує захисний шар не менш як 25 мм. Торкретують після наповнення резервуара, що виключає можливість появи тріщин під час подальших наповнень. Стики та внутрішній шар торкрет-штукатурки виконують до натягування арматури, щоб вони були обтиснуті.

14.1.3. Основні положення розрахунку циліндричних резервуарів. Гідростатичний тиск рідини на стінки круглих резервуарів зі збільшенням глибини зростає за лінійним законом (рис. 14.3, а):

$$p = \gamma h, \quad (14.1)$$

де γ — густина рідини; h — відстань від поверхні рідини до розглядуваного перерізу.

Згідно з нормами [14] у розрахунку резервуарів коефіцієнт надійності по навантаженню для рідини $\gamma_f = 1$.

Гідростатичний тиск спричиняє в стінці кільцеве розтягувальне зусилля N_0 , значення якого визначають з умови рівноваги півкільця (рис. 14.3, а):

$$2N_0 = p2r,$$

звідси розрахункове кільцеве зусилля

$$N_0 = \gamma hr. \quad (14.2)$$

Якщо стінка відділена від днища, то епюра кільцевих зусиль буде трикутна з максимальною ординатою біля днища. Під дією цих зусиль стінка видовжується і переміщується в радіальному напрямі (рис. 14.3, б). У цьому випадку згинальні моменти в перерізах виникати не повинні.

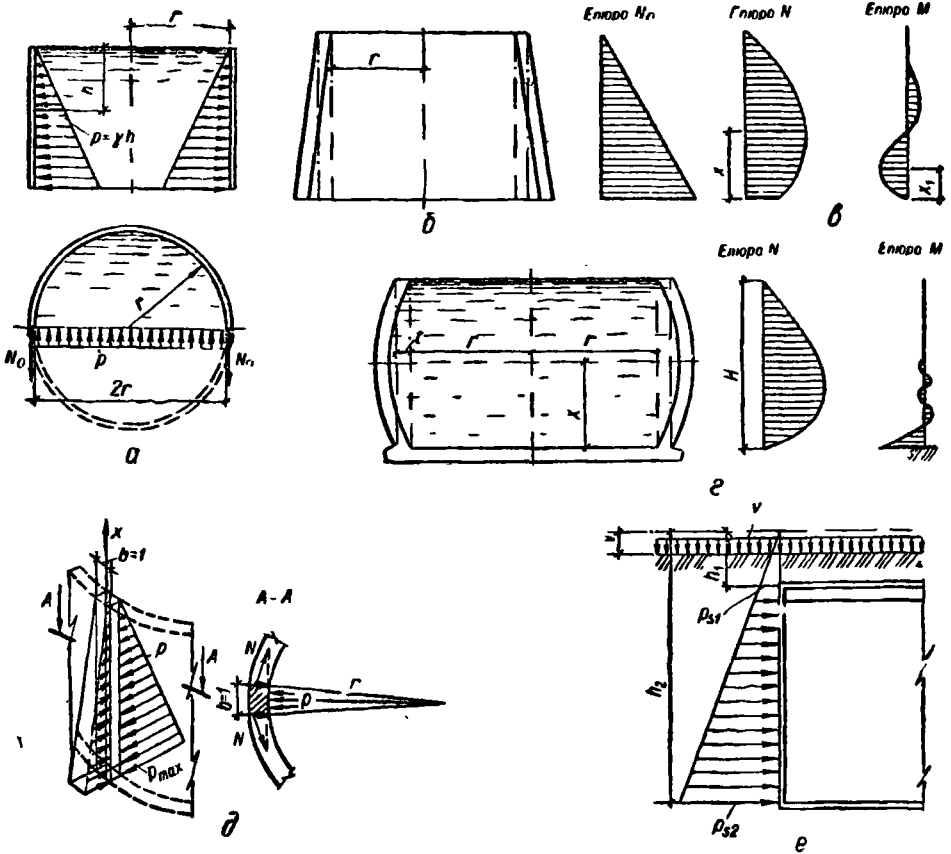


Рис. 14.3. До розрахунку циліндричних резервуарів:

a — визначення кільцевих розтягувальних зусиль у циліндричній стінці; *б* — переміщення стінки, яка не зв'язана з днищем, від гідростатичного тиску рідини та епюра кільцевих зусиль; *в* — епюри кільцевих зусиль та згинальних моментів у стінці, шарнірно з'єднаній з днищем, за умови врахування сил тертя; *г* — переміщення стінки, жорстко зв'язаної з днищем, та епюри кільцевих зусиль і згинальних моментів у стінці; *д* — до розрахунку циліндричної стінки резервуара; *е* — тиск ґрунту на стінку резервуара

Насправді ж при шарнірному з'єднанні стінки резервуара в днищем (рис. 14.2, *и*) виникають сили тертя, які перешкоджають переміщенню низу стінки. В результаті цього в стінці виникають згинальні моменти, а епора кільцевих зусиль N стає криволінійною (рис. 14.3, *в*).

У монолітному резервуарі, а також у збірному в разі жорсткого з'єднання стінки з днищем (рис. 14.2, *ж*) радіальні деформації на ділянках, що прилягають до днища, стиснені, а на рівні днища дорівнюють нулю, оскільки днище практично не розтягується. Тому стінка викривлюється і в ній виникають згинальні моменти, що діють уздовж твірної, і відповідні їм поперечні сили. Значення моментів найбільше

біля днища і швидко затухає по висоті. Епюра кільцевих зусиль N криволінійна з нульовим значенням вгорі і внизу (рис. 14.3, з).

Стінка являє собою циліндричну оболонку, симетричну відносно вертикальної осі. Зусилля в ній можна визначити із загальних формул для розрахунку тонкостінних циліндричних оболонок покриття, наведених у розд. 13. З достатньою точністю зусилля M , N та Q в перерізах стінки можна визначити, розглянувши умовно вирізану з оболонки вертикальну смугу завширшки $b = 1$, затиснуту внизу, завантажену гідростатичним тиском і підперту по всій довжині пружними силами — радіальними складовими кільцевого зусилля N (рис. 14.3, д). Прогин цієї смуги пропорційний пружному відпору. Тому у розрахунковій схемі таку смугу можна уявити як балку на пружній основі з одним коефіцієнтом постелі. Виходячи з цього, розрахунок стінки постійної товщини циліндричного резервуара можна виконувати як балки постійної жорсткості, що лежить на однорідній пружній основі при відповідних завантаженнях та опорних закріпленнях.

З розв'язання диференціальних рівнянь згинання балки на пружній основі з затиснутим кінцем маємо формули для визначення розрахункових зусиль (табл. 14.3 [38]):

$$N_x = \gamma r H \left[1 - \frac{x}{H} - T - \left(1 - \frac{1}{\eta H} \right) V \right]; \quad (14.3)$$

$$M_x = \frac{\gamma r t H}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left[\left(1 - \frac{1}{\eta H} \right) T - V \right], \quad (14.4)$$

де N_x та M_x — кільцеве розтягувальне зусилля та згинальний момент у розглядуваному перерізі стінки, віддаленому на відстань x від днища резервуара (рис. 14.3, з); H та t — відповідно висота і товщина стінки; r — радіус резервуара; η — характеристика жорсткості стінки, яку визначають за формулою

$$\eta = \sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{r^2 t^2}}. \quad (14.5)$$

Для залізобетону коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$ [13]. Тоді

$$\eta = \sqrt[4]{\frac{2,88}{r^2 t^2}} \approx \frac{1,3}{\sqrt{rt}}. \quad (14.5')$$

Коефіцієнти T та V для розрахунку балок на пружній основі визначають за табл. 8.4.3 [38] залежно від величини $\xi = x/\lambda = x\eta$, де $\lambda = 1/\eta$.

З урахуванням вирізів для визначення N_0 (14.2) та η (14.5) при $h = H - x$ формули (14.3) та (14.4) можна записати у вигляді

$$N_x = N_0 - \rho_{\max} r \left[T + \left(1 - \frac{1}{\eta H} \right) V \right]; \quad (14.6)$$

$$M_x = \frac{\rho_{\max}}{2\eta^2} \left[\left(1 - \frac{1}{\eta H} \right) T - V \right], \quad (14.7)$$

де N_0 — розрахункове кільцеве зусилля в розглядуваному перерізі без урахування зв'язку стінки з дном, яке визначають за формулою (14.2); p_{\max} — розрахунковий гідростатичний тиск внизу стінки.

На рівні дна при $x = 0$ і відповідно $\xi = 0$ коефіцієнти $T = 0$, $V = 0$, момент досягає максимального значення

$$M_{\max} = \frac{p_{\max}}{2\eta^2} \left(1 - \frac{1}{\eta H} \right), \quad (14.8)$$

а кільцеве зусилля $N_x = 0$ (рис. 14.3, з).

При шарнірному спряженні з дном радіальному переміщенню стінки перешкоджає сила тертя

$$Q_\mu = N_{\sigma\mu}, \quad (14.9)$$

де N_σ — розрахункова поздовжня сила, Н/м; μ — коефіцієнт тертя стінки об дно; при заповненні шва бітумною мастикою $\mu = 0,5$.

У відкритих резервуарах силу N_σ визначають тільки з урахуванням ваги стінки, а в закритих — ще й ваги покриття та шару ґрунту на покритті (з відповідної вантажної площі).

В останньому випадку потрібно визначити два значення сили тертя: при гідравлічному випробуванні резервуара без обсіпання і під час експлуатації з обсіпанням.

Розрахункове кільцеве зусилля в стінці на відстані x від низу визначають за формулою

$$N_x = N_0 - 2\eta r Q_\mu T. \quad (14.10)$$

Максимальний момент від дії Q_μ в перерізі на відстані $x_1 = 0,6 \sqrt{rt}$ (рис. 14.3, в):

$$M = \frac{Q_\mu}{\eta} V. \quad (14.11)$$

Наведені вище залежності для визначення зусиль N та M від гідростатичного тиску рідини відповідають напруженому стану для надземних та наземних резервуарів у період експлуатації, а для підземних та напівзаглиблених — у період гідравлічних випробувань (при відсутності обсіпки ґрунтом).

Бічний тиск ґрунту від обсіпки резервуара створює в стінці кільцеві стискувальні зусилля, а при жорсткому з'єднанні стінки з дном та перекриттям ще й згинальні моменти. Стискувальні кільцеві зусилля при заповненні резервуара знижують розтягувальні зусилля в стінці, а при спорожненому резервуарі сприймаються бетоном стінки і не потребують додаткового армування.

Згинальні моменти від тиску ґрунту діють у меридіональній площині, мають знак, протилежний знаку моментів від тиску рідини, і потребують встановлення додаткової вертикальної арматури в стінці в зонах, що прилягають до дна та покриття.

Розрахунковий бічний тиск ґрунту визначають за формулою

$$p_s = \gamma_f \gamma_s h \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2), \quad (14.12)$$

де γ_f — коефіцієнт надійності щодо навантаження (для насипного ґрунту $\gamma_f = 1,15$); γ_s — густина ґрунту; h — відстань від поверхні землі до розглядуваного перерізу; φ — кут внутрішнього тертя ґрунту.

Якщо на поверхні землі є тимчасове розподілене навантаження v , то його замінюють еквівалентним шаром ґрунту $h_v = v/\gamma_s$. Тоді (рис. 14.3, е) вгорі стінки

$$p_{s1} = \gamma_f \gamma_s (h_1 + h_v) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2), \quad (14.13)$$

а внизу

$$p_{s2} = \gamma_f \gamma_s (h_2 + h_v) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2). \quad (14.14)$$

При жорсткому з'єднанні стінки з дном максимальний згинальний момент у стінці визначають за формулою

$$M_s = \frac{p_{s2}}{2\eta^2} \left(1 - \frac{1 - p_{s1}/p_{s2}}{\eta H} \right). \quad (14.15)$$

Якщо резервуар заглиблено нижче від рівня ґрунтових вод, то при обчисленні бічного тиску ґрунту необхідно враховувати змолувальну дію води на частинки ґрунту, що зменшує бічний тиск, і додатковий бічний тиск шару води. У цьому випадку необхідно також перевіряти спорожнений резервуар на спливання. Вага спорожненого резервуара, включаючи відсипку на покритті, G з коефіцієнтом $\gamma_f = 0,9$ має бути більшою за рівнодійну підпору води P , тобто $0,9G > P$.

Площу кільцевої ненапруженої арматури визначають за формулою

$$A_s = N/R_s, \quad (14.16)$$

а площу перерізу попередньо напруженої арматури

$$A_{sp} = N/(\gamma_{s6} R_s), \quad (14.16')$$

де $\gamma_{s6} = \eta$ (див. розд. 2).

Кільцеве розтягувальне зусилля визначають через 0,5...1 м по висоті стінки. Для кожної зони обчислюють необхідну площу перерізу арматури і добирають число стержнів.

Крім розрахунку на міцність, попередньо напружену стінку як елемент, до якого ставляться вимоги першої категорії тріщиностійкості, розраховують на утворення тріщин від дії розрахункових навантажень (при $\gamma_f > 1$). Розрахунок виконують для найбільш навантаженого пояса відповідно до вказівок розд. 3. Для стінок із збірних панелей роботу бетону на розтягання під час розрахунку на утворення тріщин не враховують, оскільки якість бетону замоноличування у швах звичайно нижча від якості бетону панелей.

До стінки резервуара без попереднього напружування арматури щодо тріщиностійкості ставляться вимоги третьої категорії і в ній допускається обмежене за шириною розкриття тріщин (табл. 1 та 2 [13]).

Вертикальну арматуру стінки добирають за найбільшими згинальними моментами в рівні прилягання стінки до днища. За зусиллям M (від тиску рідини при відсутності засипки) арматуру розташовують із внутрішнього боку стінки, а за M_s (від тиску ґрунту при спорожненому резервуарі) — із зовнішнього боку. На згинання розраховують вертикальну смугу стінки завширшки $b = 100$ см із робочою висотою перерізу $h_0 = h - 2$ см. Армуння стінки показано на рис. 14.2, д.

У збірних панелях стін площу перерізу поздовжньої арматури перевіряють також із умови міцності панелі на згинання в стадії транспортування та монтажу.

Панелі більшої висоти (понад 6 м) для підвищення їхньої тріщиностійкості в стадії транспортування та монтажу можна виготовляти з попереднім напружуванням поздовжньої арматури на упори.

Днище резервуарів при відсутності підпору води армують конструктивно, оскільки вага днища та рідини над ним зрівноважується відпором ґрунту, не спричиняючи згинання днища. Тільки на ділянках, що прилягають до стін та фундаментів колон у днищі, виникають місцеві згинальні моменти. На цих ділянках днища, як правило, посилюють місцевими потовщеннями і додатковою арматурою.

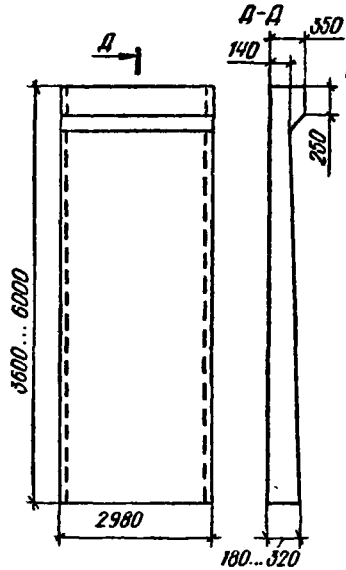
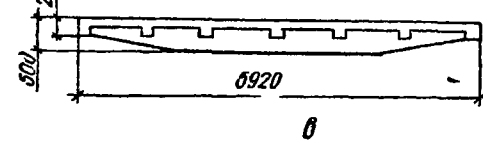
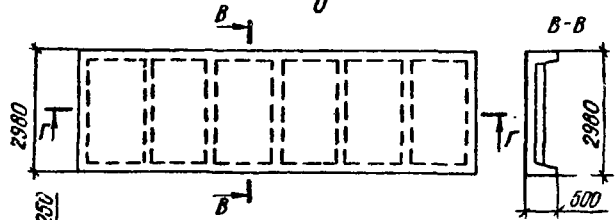
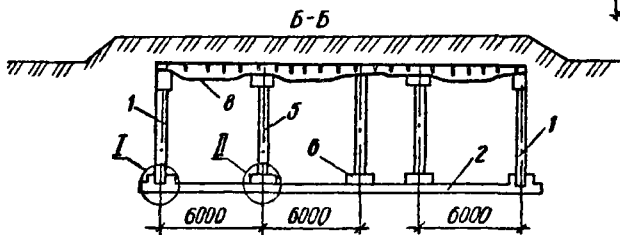
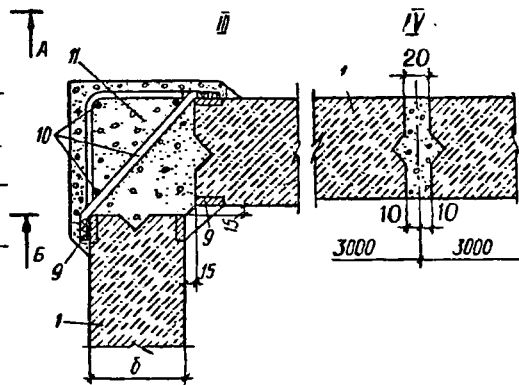
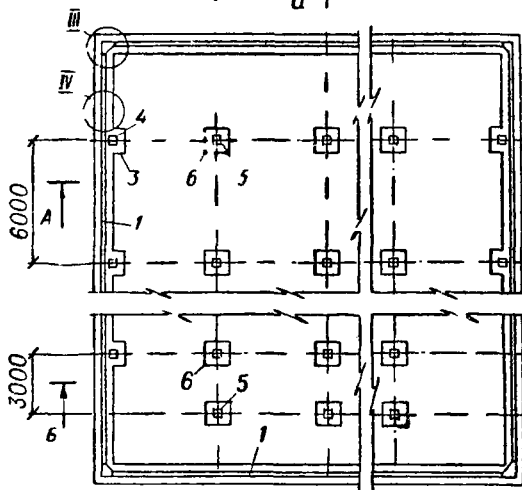
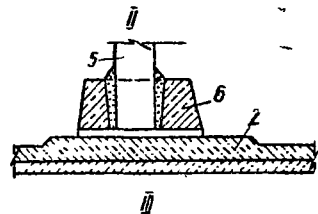
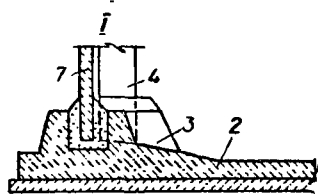
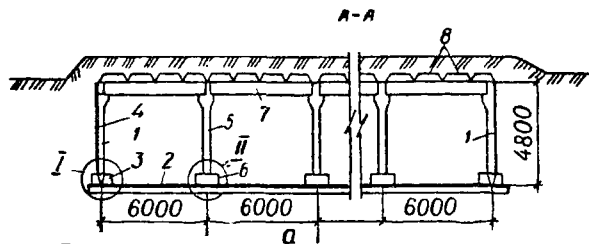
При наявності підпору води плоске днище резервуара наближено можна розраховувати від рівномірно розподіленого тиску води, що діє знизу вгору, як плиту перевернутого безбалкового перекриття, опертого на колони, капітелями якого є потовщення плити або фундаментні блоки (див. розд. 12).

Елементи збірного перекриття закритих резервуарів (панелі, ригелі, стики) розраховують і конструюють відповідно до вказівок розд. 12. Колони розраховують на стискання при $e = e_a$ (розд. 7).

14.1.4. Прямокутні резервуари. Монолітні прямокутні резервуари складаються зі стінок постійної або змінної по висоті товщини, які жорстко з'єднані з днищем, а в закритих резервуарах — і з покриттям. Стінки резервуарів заввишки до 4 м переважно гладкі, а більшої висоти — із зовнішніми вертикальними ребрами. Покриття резервуарів безбалкове, рідше ребристе з балковими плитами, оперте на внутрішні колони переважно з квадратною сіткою від 4×4 м до 6×6 м. Днища — плоске з оберненими капітелями або потовщеннями в місцях опирання колон та вутами на ділянці прилягання до стінки.

При опиранні плити покриття безпосередньо на стіну в плиті також роблять вуги.

Товщину стінок монолітних резервуарів визначають розрахунком на розкриття тріщин, а армуння їх — за міцністю на гідростатичний тиск рідини та боковий тиск ґрунту. Стінки армують двома сітками



Д → 1 2

Рис. 14.4. Прямокутний резервуар з уніфікованих збірних залізобетонних елементів:

a — при сітці колон 6×6 м; *б* — при сітці колон 6×3 м (безригельне покриття); *в* — конструкція плити покриття з поздовжніми ребрами змінної висоти; *г* — конструкція стінових панелей; *1* — стінові панелі; *2* — монолітне днище; *3* — фундамент крайньої колони (прилив у днищі); *4* — крайня колона; *5* — проміжна колона; *6* — фундаментний блок; *7* — ригель; *8* — плити покриття; *9* — закладні деталі; *10* — додаткова арматура в монолітній дільниці; *11* — бетон, який укладають під час монтажу (монолітні дільники)

з вертикальною робочою арматурою. Конструкція і армування днища та покриття резервуара подібні до монолітних перекриттів багатоповерхових будівель (див. розд. 12).

Збірні резервуари з уніфікованих елементів (рис. 14.4) мають, як правило, монолітне плоске днище з потовщеннями в місцях встановлення колон та стінових панелей (рис. 14.4, *1*). Проте є приклади побудованих споруд з днищем зі збірних залізобетонних плит розміром $2,5 \dots 3,5$ м, укладених на шар розчину завтовшки 20 мм. Стик між плитами днища заповнюють герметиком, що забезпечує щільність з'єднань. Для спрощення конструкції днища панелі стін у цьому випадку виготовляють із опорною п'ятою. Застосування збірного днища дає можливість знизити трудомісткість його зведення і витрати матеріалів, а також скоротити строки зведення в $4 \dots 5$ разів.

Істотного зниження трудомісткості (20...25 %) можна досягти, застосовуючи для монолітних днищ резервуарів фібробетон.

Збірні залізобетонні панелі стін заввишки $3,6 \dots 4,8$ м з номінальною шириною 3 м встановлюють у поздовжній паз днища. Стик панелей з днищем — жорсткий (рис. 14.4, вузол *1*). Вертикальний стик панелей — шпонковий із зазором 20 мм (рис. 14.4, вузол *IV*); стик заповнюють цементним розчином. Конструктивний розмір панелей менший від номінального на 20 мм ($l = 2980$ мм) (рис. 14.4, *г*).

Товщина панелей змінна по висоті: від 140 мм угорі до $180 \dots 320$ мм унизу. При опиранні плит перекриття на стінові панелі останні мають розширення зверху $250 \dots 350$ мм (рис. 14.4, *г*).

Панелі резервуарів виготовляють із бетону класів $B15 \dots B20$ і армують стержневою класу А-III та дротяною Вр-I арматурою.

Кути збірних резервуарів замонолічують і додатково армують (рис. 14.4, вузол *III*).

Покриття резервуарів при сітці колон 6×6 м (збірні балкові) виконують із гнучих конструкцій для перекриттів багатоповерхових промислових будівель (див. розд. 12).

В разі безригельного вирішення з сіткою колон 6×3 м плити покриття роблять ребристими з кроком поперечних ребер 1000 мм і поздовжніми ребрами змінної висоти, опертими на колони та стінові панелі (рис. 14.4, *в*). Плити виготовляють без попереднього напруження арматури з бетону класу $B25$.

Колони квадратного чи прямокутного поперечного перерізу встановлюють у гнізда збірних підколонників, які опирають на потовщення днища (середні колони), або у гнізда потовщення днища біля стінки

(крайні колони). Зазори між колоною та фундаментом бетонують (рис. 14.4, вузли I та II).

При сітці 6×3 м колони вгорі мають розширення 350×350 мм, що необхідно для опирання на колону чотирьох плит.

У резервуарах великої довжини (55...60 м) роблять температурно-усадкові шви. Їх можна виконувати зі сталйними листовими компенсаторами або з герметизуючими стрічками з гуми чи полівінілхлориду. Шов заливають азбоцементним розчином.

14.1.5. Основні положення розрахунку прямокутних резервуарів. Робота стінок прямокутних резервуарів під навантаженням залежить від співвідношення розмірів їхніх сторін і прийнятого конструктивного вирішення.

Стінки резервуарів, висота яких у кілька разів перевищує розміри в плані, під час розрахунку умовно ділять по висоті на зони по 1 м і розраховують як замкнуті рами, завантажені максимальним тиском у розглядуваній зоні, аналогічно до розрахунку прямокутних силосів (див. п. 14.3.3).

Від тиску рідини стінки зазнаватимуть позацентрового розтягання, а від дії ґрунту (обсипки) при спорожненому резервуарі — позацентрового стискання.

Стінки відкритих резервуарів, висота яких у кілька разів менша за довжину, розраховують як консольні балки завширшки $b = 1$ м, затиснуті в рівні днища і завантажені гідростатичним тиском рідини (при відсутності обсипки) та боковим тиском ґрунту (при спорожненому резервуарі).

Розрахункові тиски рідини та ґрунту визначають за формулами (14.12...14.14).

За знайденими розрахунковими значеннями навантаження визначають згинальні моменти в перерізах стінки як у консольній балці, завантаженій трикутним або трапецеватим навантаженням, і добирають необхідну кількість вертикальної арматури.

За зусиллям, спричиненим тиском рідини, визначають площу поперечного перерізу арматури на 1 м стінки з внутрішнього боку, а за зусиллям, спричиненим тиском ґрунту, — із зовнішнього. Внутрішні перегородки резервуара в разі його часткового наповнення розраховують на односторонній тиск рідини і армують симетрично з обох боків.

Якщо стінки мають вертикальні ребра (рис. 14.5, а) на відстані $c \leq 0,5H$, то ребро розраховують як балку на навантаження, зібране з ширини c (рис. 14.5, б), а стінку — як нерозрізну багатопрольотну балкову плиту з прольотами, що дорівнюють c (рис. 14.5, в). Оскільки навантаження на стінку змінюється по висоті, її слід ділити на зони завширшки 1 м і розраховувати кожену зону окремо.

При $0,5H \leq c \leq 2H$ стінку розраховують як плиту, оперту по контуру, а навантаження на ребра визначають із вантажної площі, обчисленої з урахуванням характеру руйнування плит (див. розд. 12).

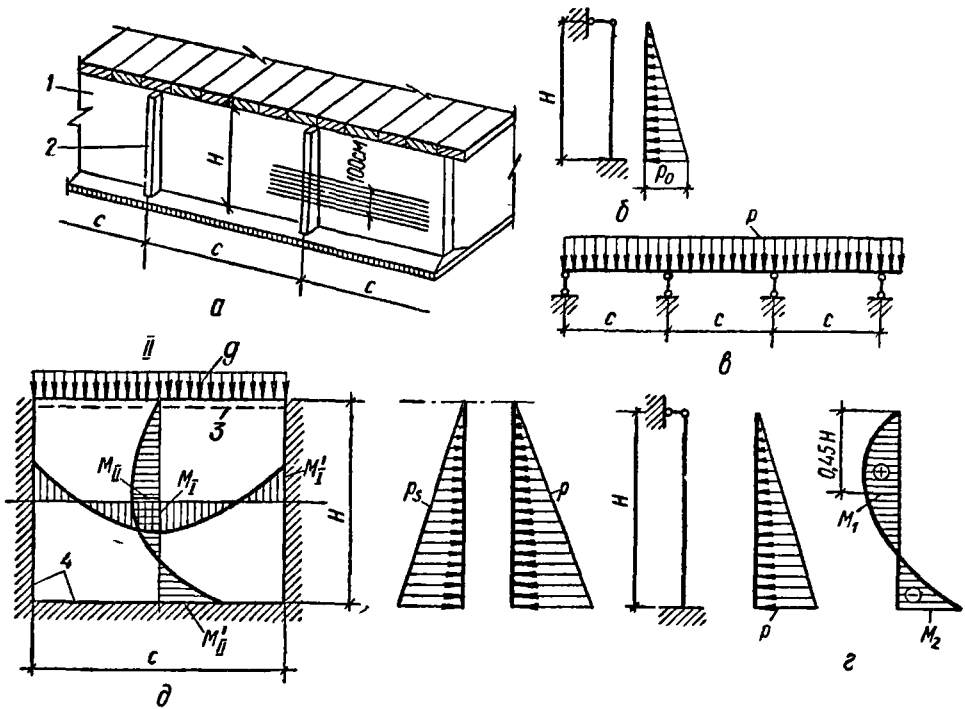


Рис. 14.5. До розрахунку прямокутних закритих резервуарів:

a — конструкція стінок із вертикальними ребрами; *b* — розрахункова схема ребра при $c < h/2$, *в* — розрахункова схема плити при $c < h/2$; *г* — розрахункова схема та епюра згинальних моментів у стінці резервуара, яка працює за схемою вертикальної балки; *д* — те саме, в стінці, що працює як плита, оперта по контуру; 1 — стінка; 2 — вертикальні ребра; 3 — шарнірне опирання; 4 — затиснення

При збірному покритті гладкі довгі стіни резервуарів розраховують як вертикальні балки завширшки 1 м, які затиснуті в днищі і мають шарнірно-нерухому опору вгорі. Від трикутного навантаження з максимальною інтенсивністю p (рис. 14.5, *г*) значення мінусового згинального моменту і поперечної сили в рівні днища визначають за формулами

$$M_2 = pN^2/15; \quad Q_2 = 2pN/5,$$

а значення плюсового згинального моменту на відстані $0,55N$ від днища

$$M_1 = pN^2/33,6.$$

Стінки відкритих і закритих резервуарів з відношенням сторін $H/c < 2$ (рис. 14.5, *a*) розраховують як плити, затиснуті по низу і по бічних гранях і завантажені за трикутним чи трапекуватим законом (рис. 14.5, *д*). По верхній грані плити або мають вільний край (відкриті резервуари), або затиснуті (закриті монолітні резервуари), або

шарнірно опираються на збірне покриття. Зусилля в них визначають, як у плитах, опертих по контуру.

Необхідну кількість вертикальної робочої арматури обчислюють за найбільшим значенням опорних та прольотних згинальних моментів (рис. 14.5, *д*) при армуванні окремо від гідростатичного тиску та бічного тиску ґрунту.

Поздовжня сила, що виникає в стінці закритого резервуара від ваги покриття та обсіпки, звичайно істотно не впливає на кінцевий результат розрахунку.

Якщо стінка складається зі збірних панелей, то прийняту площу поперечного перерізу вертикальної арматури перевіряють із умови забезпечення міцності панелі в стадії її транспортування та монтажу як елемента, що працює на згинання від дії її ваги з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,1$ і коефіцієнтом динамічності, що дорівнює 1,4...1,6 (п. 1.13 [13]).

Товщину стінок прямокутних резервуарів визначають із умови обмеження ширини розкриття тріщини. При цьому все навантаження приймають за тривало діюче.

Горизонтальну арматуру стінок (панелей) приймають конструктивно.

Армування панелі стінки прямокутного резервуара аналогічне до армування панелей циліндричних попередньо напружених резервуарів (рис. 14.2, *е*).

Крім резервуарів для чистої води, ємкісні споруди розглянутого типу, як циліндричні, так і прямокутні в плані, широко використовують в інженерних системах водопроводу та каналізації (відстійники, аеротенки, метантенки, пісковловлювачі тощо), а також для зберігання нафти, нафтопродуктів та інших рідин, суспензій, шламів. Конструктивне вирішення таких споруд, як правило, в основному не відрізняється від розглянутих вище конструкцій резервуарів, хоча розміри в ряді випадків відрізняються досить помітно (наприклад, висота до 6 м і більше).

Докладніші відомості про конструкції залізобетонних резервуарів та їхній розрахунок наведено в довідковій [39, 40] та нормативній [15] літературі.

14.2. Залізобетонні бункери

14.2.1. Основні відомості. Саморозвантажувані ємкості для зберігання сипких матеріалів з малою порівняно з розмірами в плані ($h/l \leq 1,5$) глибиною h називають *бункерами*. Бункер, як правило, складається з лійкуватого днища з кутом нахилу стін, який на $5...10^\circ$ перевищує кут природного схилу сипкого матеріалу, що забезпечує цілковите самопливне його розвантаження, і призматичної частини, призначеної для збільшення об'єму бункера.

Конструкція, форма і розміри бункерів залежать від багатьох факторів і насамперед від властивостей матеріалів, які в них зберігатимуться (густина, крупність, кут природного схилу). Бункери використовують для зберігання різних сипких матеріалів: цементу, щебеню, піску, руди, вугілля тощо.

Найчастіше використовують такі типи бункерів (рис. 14.6):

бункери з плоским днищем; вони прості щодо конструкції, але не забезпечують повного розвантаження матеріалу; поліпшити розвантаження можна набетонуванням відкосів (рис. 14.6, а);

бункери з похилим днищем з одно- або двостороннім (рис. 14.6, б) вивантаженням матеріалів;

бункери з лійкуватим (пірамідальним) симетричним (рис. 14.6, в) або несиметричним днищем;

бункери циліндричної форми ($h \leq 1,5d$) з плоским або конічним (рис. 14.6, г) днищем;

бункери ящикового типу з плоским днищем і сталевими лійками (рис. 14.6, д);

бункери лоткового типу (рис. 14.6, е).

Вибір типу бункера визначається технологічними вимогами. Крім того, враховують особливості кожного типу бункера, його переваги і недоліки. Так, круглі (циліндричні) бункери потребують меншої витрати матеріалів на одиницю матеріалу, що зберігається, але складні у виготовленні; бункери ящикового або лоткового типів краще робити, застосовуючи збірні залізобетонні конструкції.

Для захисту від стирання в процесі завантаження і вивантаження стіни бункерів футерують сталевими листами, рейками, плитами з кам'яного литва або чавуну.

14.2.2. Конструкції бункерів. Залізобетонні бункери роблять монолітними або збірними.

Великого поширення набули монолітні залізобетонні бункери, які можуть мати будь-яку форму і місткість. До недоліків бункерів цього виду слід віднести необхідність влаштувати суцільну опалубку, складність армування і бетонування лійкуватої частини бункера і, як наслідок, високу трудомісткість робіт.

Армують монолітні бункери окремими стержнями або каркасами та сітками. Армування в'язаною арматурою виконують або без відгинів (рис. 14.7, а), або з відгинами стержнів аналогічно до армування плит,

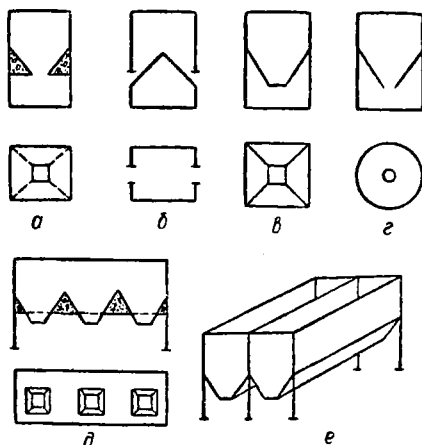


Рис. 14.6. Типи бункерів:

а — з плоским днищем і набетонуванням;
б — з похилим днищем; в — з лійкуватим днищем; г — циліндричний (круглий);
д — ящикового типу; е — лотковий

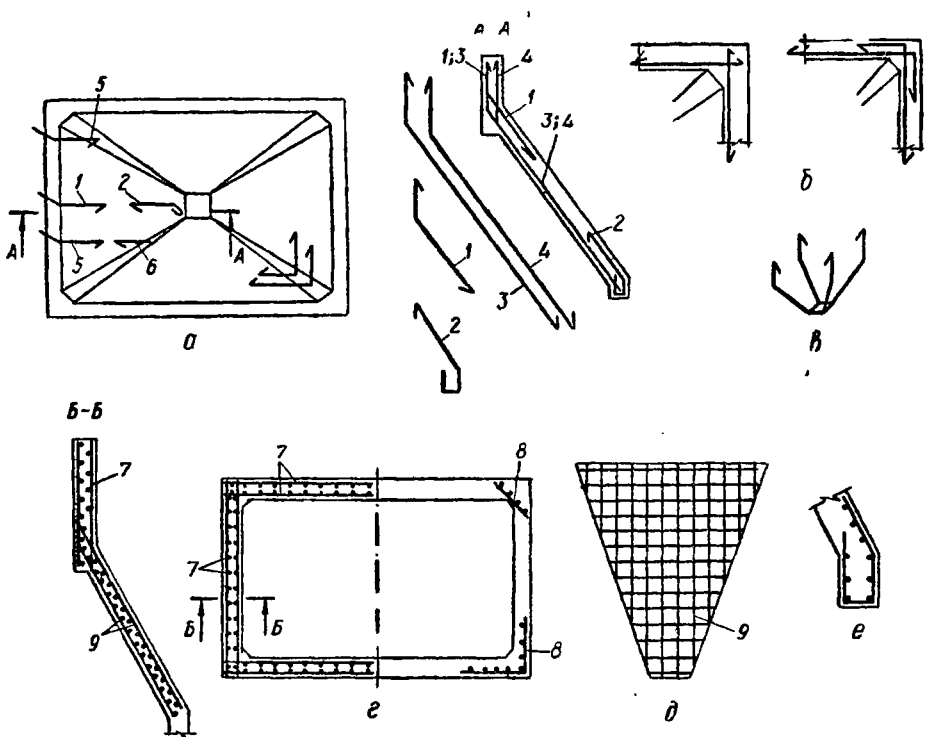


Рис. 14.7. Армування монолітних бункерів:

а — роздільне армування стержнями; *б* — деталі вузлів (зліва — при товщині стінки, достатній для анкерування арматури, справа — при малій товщині стінки); *в* — основні стержні каркаса бункера; *г* — армування зварними сітками пірамідальної частини бункера; *д* — те саме, лійки; *е* — те саме, прохідка; 1...6 — номери стержнів; 7 — сітки основної арматури; 8 — додаткова арматура кутів; 9 — сітка лійки

опертих по контуру. У кутах із внутрішнього боку лійки і призматичної частини бункера роблять вути для кращого анкерування стержнів. Похилі стержні лійки заходять у вертикальну стінку, де їх надійно анкерують. Горизонтальні стержні запускають у поперечні стіни (рис. 14.7, б). Кутіві стержні основного каркаса зварюють разом (рис. 14.7, в). Армування без відгинів простіше, але призводить до деякої перевитрати металу. Для армування застосовують переважно сталь класу А-II.

Армування зварними сітками (рис. 14.7, г) виконують переважно стержнями діаметром до 10 мм зі сталей класу А-II, А-III у вигляді двох сіток. У кутах роблять вути і ставлять додаткові сітки. Додаткову арматуру встановлюють і в прохідку (рис. 14.7, е). Каркаси вертикальних стінок із сіткою лійки (рис. 14.7, д) з'єднують зварюванням за допомогою сталевих штабок, до яких приварюють кожний стержень сіток.

Збірні залізобетонні бункери складають із ребристих або плоских плит. Найдоцільніше застосовувати збірні конструкції в проектуван-

ні бункерів лоткового або ящикового типів. У пірамідальних бункерах число типорозмірів плит велике і тому застосовувати збірні конструкції економічно виправдано лише за умови одночасного будівництва великої кількості бункерів, що буває порівняно рідко.

У збірних бункерах вертикальні стіни складають із прямокутних, а стіни лійок — із трикутних або трапециеватих плит (рис. 14.8). Збірні елементи бункерів з'єднують зварюванням закладних деталей, до яких приварено арматуру збірних плит.

Збірні залізобетонні елементи бункерів доцільно виконувати з попереднім напружуванням арматури, що гарантує більшу їх тріщиностійкість.

Після зварювання всі шви заливають розчином або бетоном. ЦНДІ промбудівель розроблено рекомендації щодо уніфікації збірних бункерів найчастіше застосовуваних типів. Типові розміри передбачають можливість застосовувати бункери в багатопверхових промислових будівлях із сіткою колон 6×6 та 6×9 м. Розміри призматичної частини бункера та лійки за висотою кратні модулю 1,2 м. Рекомендації стосуються тільки симетричних бункерів із пірамідальною та лотковою нижньою частиною, а також з плоским дном (ящиком).

Навантаження від бункерів передається на несучий каркас будівлі. Бункери можна з'єднувати з колонами каркаса зварюванням закладних деталей або випусків арматури, а також за допомогою петлевих стиків із подальшим замонолічуванням.

Прохідок бункерів виконують, як правило, з металу.

14.2.3. Основні положення розрахунку бункерів. Кожна стінка бункера зазнає місцевого згинання від тиску сипкого матеріалу на дану стінку і двовісного розтягання, що виникає від тиску вмісту бункера на поперечні стіни (горизонтальне розтягання) і від ваги розташованої нижче частини бункера, а також від тиску сипкого матеріалу на днище (вертикальне розтягання).

Тиск матеріалу на стінки бункера залежить від висоти шару матеріалу, що міститься в бункері вище від розглядуваної точки, його властивостей та кута нахилу до горизонту площини, на яку передається

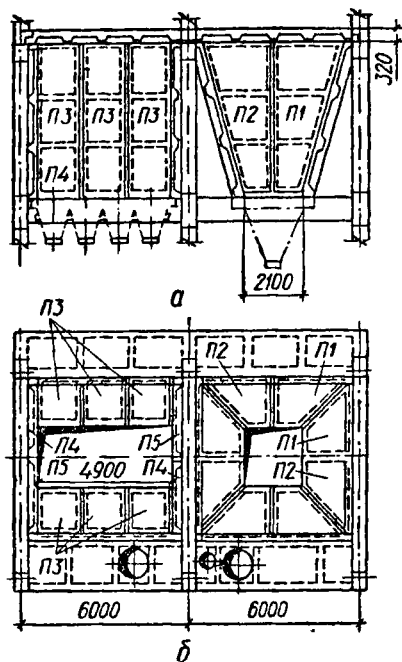


Рис. 14.8. Збірні залізобетонні бункери з великих панелей:

а — поздовжній розріз; б — план; П1... П15 — збірні залізобетонні панелі

тиск. Оскільки висота бункера невелика, тиск на стінки здебільшого обчислюють без урахування тертя сипкого матеріалу об стінки бункера і вважають спрямованим перпендикулярно до площини стінки або днища.

Відповідно до цього тиск у будь-якій точці бункера від сипкого матеріалу визначають за формулами:

розрахунковий вертикальний тиск на горизонтальну площину при $\gamma_f = 1,3$

$$p_o = 1,3\gamma h, \quad (14.17)$$

де γ — густина сипкого матеріалу; h — висота шару матеріалу над даною точкою;

розрахунковий горизонтальний тиск на вертикальну площину при $\gamma_f \geq 1$

$$p_h = 1,3\lambda\gamma h, \quad (14.18)$$

де λ — коефіцієнт бічного тиску, що дорівнює відношенню горизонтального тиску до вертикального,

$$\lambda = p_h/p_o = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (14.19)$$

де φ — кут внутрішнього тертя сипкого матеріалу, який найчастіше приймають рівним куту природного схилу;

розрахунковий тиск на похилі стінки бункера та лійку при $\gamma_f > 1$

$$p_\alpha = 1,3m_0\gamma h, \quad (14.20)$$

де $m_0 = \cos^2 \alpha + \lambda \sin^2 \alpha$; α — кут нахилу площини до горизонту.

Епюру розрахункового тиску на стінки бункера показано на рис. 14.9, а.

Іноді у розрахунку стінок бункера та лійки можна дійсну епюру тиску замінити рівнозначною за об'ємом епюрою з тиском, що рівномірно розподілений по площі стінки.

В разі завантаження бункера за допомогою механізму з об'ємом ковша, що становить значну частину від місткості бункера, тиск на стінки та днище визначають із урахуванням коефіцієнта динамічності, який приймають рівним 1, 1...1,4 залежно від відношення об'єму ковша до об'єму бункера, що дорівнює 1/5...1/2.

Горизонтальні розтягувальні зусилля від розпору матеріалу на одиницю висоти для призматичної частини бункера (рис. 14.9, б) визначають за формулами

$$N_{h1} = \frac{p_{hm}a}{2}; \quad (14.21)$$

$$N_{h2} = \frac{p_{hm}b}{2}, \quad (14.22)$$

де a та b — розміри призматичної частини бункера у плані; p_{hm} — роз-

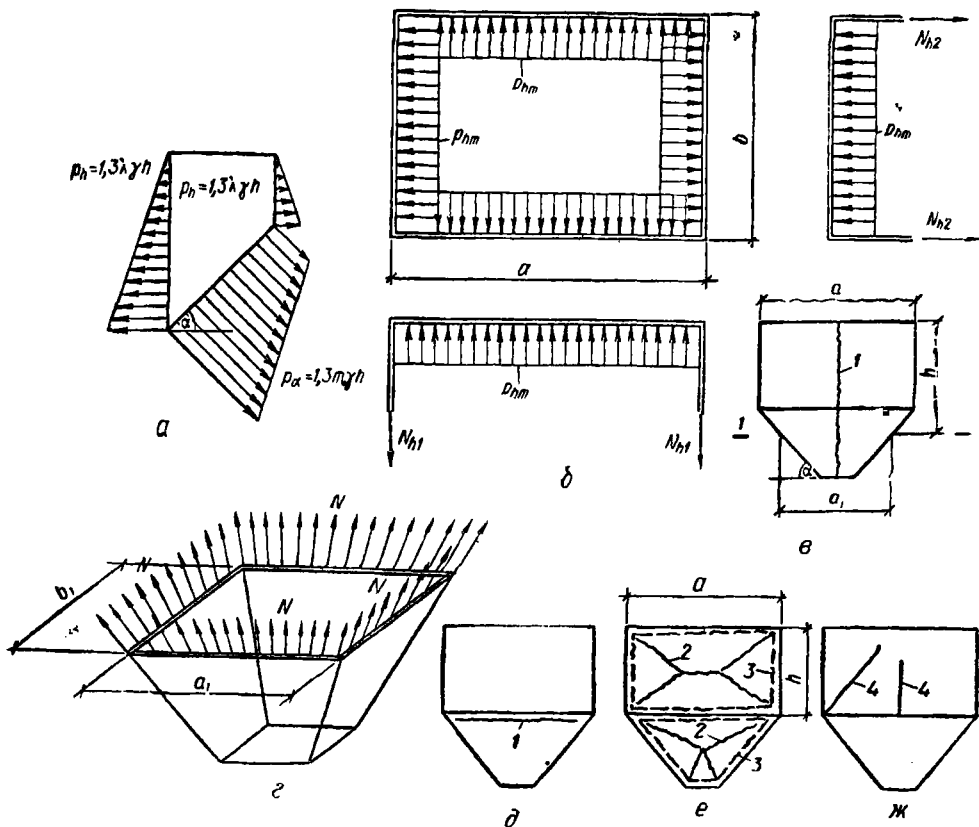


Рис. 14.9. До розрахунку бункерів:

a — епора тиску матеріалу на стінки бункера та лійки; *b* — епора розподілу навантаження при визначенні горизонтальних розтягувальних зусиль N_h в симетричному бункері; *в* — можлива схема руйнування від розриву стін бункера горизонтальними силами N_h ; *г* — до визначення вертикальних (покітних) розтягувальних зусиль N у симетричному бункері; *д* — можлива схема зруйнування бункера внаслідок відриву лійки; *е* — можлива схема зруйнування бункера внаслідок вигинання стін із своєї площини; *ж* — те саме, у своїй площині; 1 — тріщини від розтягувальних зусиль; 2 — тріщини від вигинання стійи зі своєї площини зовні бункера; 3 — те саме, всередині бункера; 4 — тріщини від зусиль, що діють у площині стін бункера (нормальні і похилі)

рахунковий середній горизонтальний тиск на розглядуваній глибині (за формулою (14.18)).

Для похилої (пірамідальної) частини симетричного бункера горизонтальні розтягувальні зусилля на одиницю висоти

$$N_{\alpha 1} = \frac{\rho_{ам} a_1}{2} \sin \alpha; \quad N_{\alpha 2} = \frac{\rho_{ам} b_1}{2} \sin \alpha, \quad (14.23)$$

де $\rho_{ам}$ — розрахунковий середній тиск на похилі стінки бункера,

$$\rho_{ам} = 1,3 \gamma h m_0 + 1,1 g \cos \alpha, \quad (14.24)$$

тут g — вага 1 м^2 стінки лійки; α — кут нахилу стінок лійки бункера до горизонту.

Товщину стінки попередньо рекомендується приймати рівною $1/25$ меншого розміру верхньої частини лійки.

У несиметричних бункерах визначають розтягувальні зусилля для обох поперечних стінок і беруть середнє значення їх.

У вертикальному (похилому) напрямі розтягувальне зусилля в стінці симетричних бункерів визначають наближено, припускаючи рівномірний його розподіл уздовж всієї стінки. Для пірамідальної частини бункера

$$N = \frac{1,1G_1 + 1,3G_2}{2(a + b)}, \quad (14.25)$$

де G_1 та G_2 — відповідно вага бункера та матеріалу, який повністю заповнює бункер; $1,1$ та $1,3$ — коефіцієнти надійності по навантаженню.

У похилих стінках лійки покітні зусилля на одиницю довжини стінки визначають за формулою (рис. 14.9, з)

$$N = \frac{1,1G_1 + 1,3G_3}{2(a_1 + b_1) \sin \alpha}, \quad (14.26)$$

де α — кут нахилу стінки до горизонту.

У вертикальних та похилих стінках бункерів під дією нормального тиску (p_h ; p_α) виникають місцеві згинальні моменти, що визначають залежно від співвідношення розмірів плит та умов спирання їх по контуру. Характер тріщиноутворення в стінках бункера від дії цих моментів показано на рис. 14.9, е.

Стінки призматичної частини бункера складають із прямокутних плит, які розраховують на дію трикутного навантаження, як плити, оперті по контуру при $a/h = 0,5 \dots 2$, і як балкові плити при $a/h > 2$. Якщо $a/h < 0,5$, то стіни слід розраховувати як замкнуті рами, аналогічно до розрахунку прямокутних силосів (див. п. 14.3.3).

Верхня грань стінки призматичної частини бункера може бути вільною, тобто такою, що вільно спирається (при перекритті зі збірних плит) або затиснутою (при влаштуванні монолітного залізобетонного перекриття).

Похилі стінки бункерів мають трапецевату форму і залежно від розмірів верхньої a_2 та нижньої a_1 основи і висоти h_1 розраховуються на згинання як трикутні плити при $a_2/a_1 \geq 4$ або як трапецеваті плити при $a_2/a_1 < 4$. Трапецеваті та трикутні плити розраховують за таблицями [38, 39]. Якщо плити несиметричні трапецеваті, то їх зводять до прямокутних і розраховують за відповідними таблицями. Розрахункові розміри прямокутної плити $b \times h$ визначають за формулами:

$$b = \frac{2}{3} a_2 \frac{2a_1 + a_2}{a_1 + a_2}; \quad (14.27)$$

$$h = h_1 - \frac{a_2(a_2 - a_1)}{6(a_1 + a_2)}. \quad (14.28)$$

Бічні грані похилих плит вважають затиснутими. Якщо під час розрахунку граней бункера як окремих плит опорні моменти мають різну величину, то з урахуванням можливості перерозподілу їх розрахунок виконують на момент, що дорівнює півсумі опорних моментів плит, які сходяться у ребрі.

Зусилля у стінках бункера від загального згинання, як правило, визначають наближеними методами залежно від форми бункера, способу опирання тощо [55].

Слід зауважити, що нехтування розрахунком на загальне згинання, особливо низьких бункерів, може призвести до появи нормальних та похилих тріщин у нижній частині бункера (рис. 14.9, ж), де за розрахунком на розтягання та місцеве згинання зусилля невеликі і арматуру ставлять конструктивно.

За знайденими зусиллями арматуру в стінках бункерів (вертикальних та похилих) визначають розрахунком на позацентрове розтягання. При цьому горизонтальні і вертикальні розтягувальні зусилля передаються тільки на арматуру.

Докладніші відомості про розрахунок різних типів залізобетонних бункерів, наприклад, на загальне згинання, розрахунок та конструювання несиметричних і циліндричних бункерів тощо наведено в спеціальній [53], довідковій [39] та нормативній [15] літературі. Там же наводяться і приклади розрахунку бункерів [39].

14.3. Залізобетонні силоси

14.3.1. Загальні відомості. Силосами називають ємкості для зберігання сипких матеріалів, висота яких $h > 1,5\sqrt{A}$, де A — площа поперечного (горизонтального) перерізу силоса в просвіті. Для круглого у плані силосу $h > 1,33d$, для квадратного $h > 1,5d$, де d — найбільший діаметр кола, вписаного в поперечний переріз силосу; h — висота стіни силосу від верху днища, лійки або набетонування до низу надсилосного перекриття. У розрахунку силосів враховують тертя сипкого матеріалу об стінки силосу, що виникає під час розвантажування.

Силоси застосовують у промисловості для зберігання готової продукції, а також сировини та напівфабрикатів (цемент, вугілля, кокс, сода, тріски тощо).

У сільському господарстві та харчовій промисловості силоси використовують для зберігання зерна, цукру-піску, комбікормів, борошна тощо. Споруджують окремі силоси і групи їх, об'єднані в один спільний склад (рис. 14.10).

За формою в плані силоси бувають круглі, квадратні, прямокутні, шестигранні та многогранні.

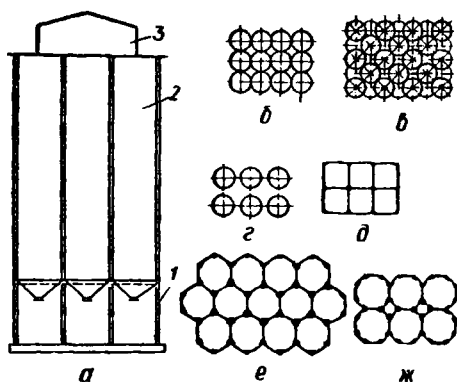


Рис. 14.10. Конструктивна схема силосних корпусів:

а — поперечний розріз; *б* — рядове розташування круглих силосів; *в* — шахове розташування; *г* — циліндричні розставлені силоси; *д* — квадратні силоси; *е* — шестикутні силоси; *ж* — восьмикутні силоси; *1* — підсилосний поверх; *2* — силоси; *3* — надсилосна галерея

кування. Шахове розташування силосів (рис. 14.10, *в*) практикують рідко, в основному при розширенні існуючих силосних корпусів.

Корпуси з *прямокутних силосів* проектують без зазорів між ними (рис. 14.10, *д*), що є перевагою цього типу силосів, оскільки рціонально використовується вся площа забудови. *Шестикутні та восьмикутні силоси* (рис. 14.10, *е* та *ж*) мають ряд переваг (менший проліт стінок, відсутність криволінійних елементів та ін.), проте великого поширення вони не набули.

Прямокутні та квадратні в плані силоси (рис. 14.10, *д*) мають розміри сторін 3...4 м. При більших розмірах у стінках виникають значні згинальні моменти, що призводить до збільшення перерізу стінок.

Вибір типу силосу залежить насамперед від матеріалу, для якого проектують склад. Так, для зерна рекомендуються силоси діаметром 6 м, для насіння соняшнику, цементу — 12...18, соди, цукру-піску — 18—24 м.

Силоси прямокутного або квадратного перерізу застосовують переважно для зберігання невеликих партій різносортих матеріалів.

Висота силосів, як правило, до 30 м, а при будівництві на скелястих грунтах — до 42 м.

При нескелястих грунтах основи відношення довжини силосного корпусу до його ширини та висоти має не перевищувати 2. В разі однорядного розташування силосів допускається це відношення збільшувати до 3.

Об'ємно-планувальні вирішення силосних корпусів уніфіковані. У збірних силосах уніфіковано залізобетонні вироби заводського ви-

Найраціональнішою формою є *кругла* (циліндричний силос), при якій стінки працюють переважно на розтягання (рис. 14.10, *б* *г*). Попереднє обтискування стінок у цьому випадку найпростіше.

Циліндричні силоси діаметром понад 12 м проектують попередньо напруженими як споруджувані окремо. При меншому діаметрі (3...12 м) силоси найчастіше об'єднують у корпуси.

При спорудженні кількох круглих силосів рекомендується розміщувати їх у ряд (рис. 14.10, *б*). Простір між силосами при двох і більше рядах (зірочки) також можна використати для зберігання матеріалів або встановлення устат-

готовлення, а в монолітних — опалубку. Розбивку і розміри силосів вибирають за уніфікованою квадратною сіткою 6×6 м, що дає можливість узгоджувати розташування силосів із типовими конструкціями надсилосної галереї та підсилосного поверху.

Уніфіковані як одиночні силоси, так і групові з дворядним та багаторядним розташуванням. Так, для зернових елеваторів при застосуванні круглих силосів діаметром 6 м рекомендується будувати три- та чотирирядні корпуси з числом силосів 12...24 при розмірах споруд у плані 18×24 , 18×36 та 24×36 м [39]. Довжина корпусу без температурно-усадочних швів має не перевищувати 45 для круглих і 42 м для прямокутних силосів. Висота типових силосів без підсилосного поверху — 30 м.

14.3.2. Конструкції силосів. Монолітні залізобетонні силоси зводять у ковзній опалубці з бетону класу не нижче як В15. Мінімальну товщину стін таких силосів встановлюють із умови недопущення розривів у бетоні під час переміщення опалубки. При діаметрі силосів 6 м товщина стінок становить 160...180, при діаметрі 12 м — 240 мм, а для прямокутних силосів — 150...160 мм.

Стіни силосів без попереднього напружування армують переважно стержневою арматурою класу А-II у вигляді в'язаних сіток (рис. 14.11). Використовувати сталь класу А-III не допускається з умови розкриття тріщин у стінці. Стики робочої горизонтальної арматури здебільшого роблять унапусток. При цьому довжину перепуску стержнів приймають рівною $60d + 200$ мм, де d — діаметр стикованих стержнів.

Крок стержнів горизонтальної арматури для силосів має не перевищувати 200 мм і бути не меншим за 100 мм; діаметр не більш як 16 мм при діаметрі силоса до 12 м і не більш як 20 мм при діаметрі понад 12 м. Діаметр вертикальної арматури приймають не менш як 10 мм, а в силосах діаметром 12 м і більше — не менш як 12 мм.

Вертикальну арматуру стикують у розбіг, без зварювання з перепуском з'єднаних стержнів на 35 діаметрів при арматурі із сталі класу А-II і на 50 діаметрів — із сталі класу А-I. При цьому в одному вертикальному перерізі має бути не більш як 25 % стиків.

Внутрішні банки силосних корпусів, а також окремі циліндричні силоси діаметром до 6 м (рис. 14.11, а) армують одиночною горизонтальною арматурою (рис. 14.11, б). Зовнішні силоси корпусів армують подвійною арматурою (рис. 14.11, в). Вертикальні стержні (розподільна арматура) зі сталі класів А-I та А-II розміщують із кроком 300...350 мм у зовнішніх і 400...500 мм у внутрішніх стінах (рис. 14.11, б та в). Частина вертикальних стержнів установлюють у вигляді в'язаних каркасів-драбинок, на горизонтальні стержні яких опираються робочі стержні для забезпечення їхнього проектного положення (рис. 14.11, е).

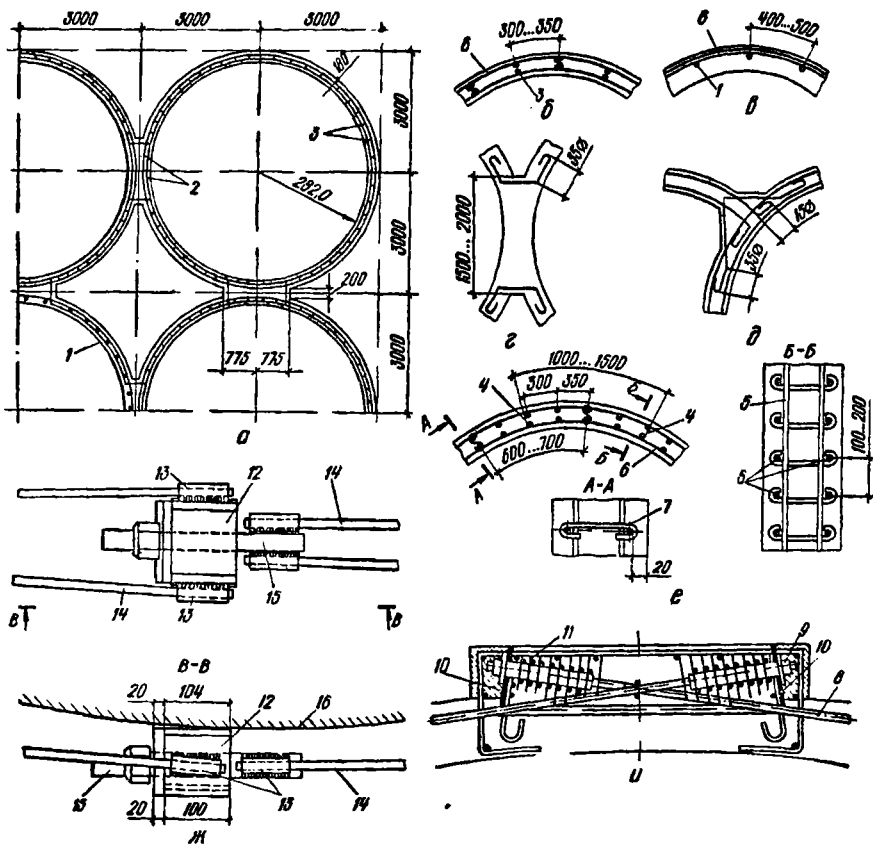


Рис. 14.11. Армування круглих монолітних силосів:

а — план і загальний вигляд; *б* — подвійне армування стін; *в* — одиночне армування стін; *г* та *д* — додаткове армування з'єднань стін; *е* — деталь армування силоса подвійною арматурою; *ж* — вузол з'єднання арматурних елементів із канатів К-7; *и* — анкерування на упорах-пілястрах стержневої або гучкової напруженої арматури; *1* — вертикальна арматура з кроком 400...450 мм; *2* — те саме, з кроком 200 мм; *3* — те саме, з кроком 300...350 мм; *4* — зварний каркас-драбінка; *5* — вертикальна арматура; *6* — кільцева арматура; *7* — шпилька $d \geq 3$ мм; *8* — пучки або стержні в каналах; *9* — анкер; *10* — упорні плити; *11* — сітки непрямого армування; *12* — упорний блок; *13* — анкерна гільза; *14* — канат К-7; *15* — болт із різьгою та гайкою; *16* — стінка силоса

У місцях перетину горизонтальну і вертикальну арматуру зв'язують в'язальним дротом. При подвійному армуванні обидві сітки з'єднують через 600...700 мм поперечними шпильками діаметром не менш як 3 мм (рис. 14.11. *е*). Загальний переріз вертикальних стержнів приймають не менш як 0,4 % від перерізу бетону.

Місця з'єднання сусідніх силосів армують додатковими стержнями (рис. 14.11, *г* та *д*), діаметр і крок яких приймають такими ж, як і для основної кільцевої арматури.

Монолітні окремо розміщені силоси діаметром 12...30 м зводять у ковзній опалубці, але з попереднім напруженням кільцевої арматури.

ри, прокладеної або в каналах у товщі стіни, або зовні. Як напружувати арматуру застосовують гарячекатані сталі класів А-IV...А-VI, канати К-7, а також пучки з дроту В-II або Вр-II. Залежно від діаметра силоса довжина кожного стержня чи пучка становить $1/4...1/8$ довжини кола. При розташуванні стержнів чи пучків у каналах і механічному натяганні за допомогою гідравлічних домкратів стержні чи пучки арматури можна заанкерувати в спеціальних потовщеннях (пілястрах) (рис. 14.11, и).

Якщо кільцеву напружувати арматуру розташовано зовні, то арматурні стержні або канати К-7, що мають на кінцях стержні з різью, анкерують на вертикальних стояках зі сталевих швелерів або за допомогою спеціальних упорів (рис. 14.11, ж). У цьому разі арматуру захищають від корозії лакофарбовими покриттями.

Внутрішні стінки прямокутних та квадратних монолітних силосів із урахуванням тиску на них сипких матеріалів армують з обох боків. Згинальні моменти на опорах у два рази більші, ніж у прольоті, а тому для забезпечення міцності опорних перерізів горизонтальну арматуру з двох сусідніх прольотів заводять за осьову лінію стін іншого напрямку на $1/3...1/4$ прольоту. Зовнішні стіни квадратних силосів армують у прольотах одиночною арматурою, а внутрішні, з урахуванням можливого тиску сипкого матеріалу з двох боків, — подвійною. Бути в місцях з'єднання стін силосів армують додатковими стержнями.

Конусні днища круглих силосів і пірамідальні прямокутних армують так само, як і лійки бункерів (див. п. 14.2).

Силоси зі збірних елементів зводять також різної форми в плані, але найбільш поширені круглі та прямокутні (квадратні) силоси. Для збірних елементів застосовують бетон класу не нижче як В25.

Застосовують два основних типи елементів: з ребристими і гладкими стінами. При застосуванні ребристих елементів зменшується витрата матеріалів, знижується вага споруди. Проте виготовляти їх складніше, і тріщиностійкість у них нижча, ніж у елементів з гладкими стінами. Крім того, згідно з [15], внутрішня поверхня стін і днищ не повинна мати виступаючих горизонтальних ребер та западин, а тому можна застосовувати тільки елементи з зовнішніми ребрами. У зв'язку з цим силоси з гладкими стінами застосовують частіше.

У будівництві круглих силосів застосовують розрізування на кільцеві (рис. 14.12, а) або сегментні (рис. 14.12, б) елементи.

Силоси із суцільних кілець проектують при діаметрі до 3 м, оскільки при більших розмірах кілець виникають труднощі під час транспортування їх. Проте відомі приклади таких споруд діаметром 6 і 9 м. Кільця, як правило, гладкі з незмінною товщиною стінки 10 або 12 см (рис. 14.12, в). Висоту кілець рекомендується призначати кратною 600 мм. Для виготовлення кілець можна застосовувати попередньо

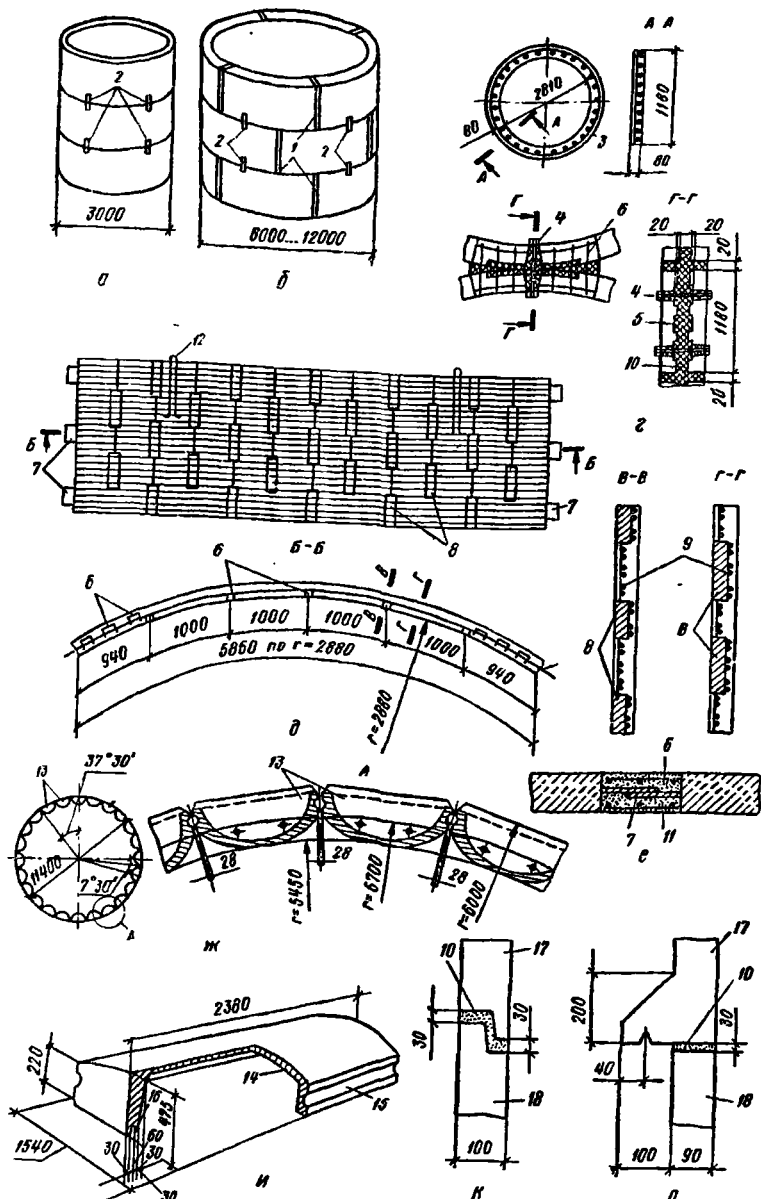


Рис. 14.12. Конструкція збірних циліндричних силосів:

а — схема складання силоса з суцільних кілець діаметром до 3 м; б — те саме, зі складених кілець діаметром 6 м і більше; в — армування суцільного кільця силоса; г — вузол спряження суміжних силосів; д — криволінійний попередньо напружений елемент при трісненні стіни розріз кільця; е — деталь з'єднання елементів у кільце; ж — попередньо напружені стіни силосів діаметром 12 м з панелей-оболонки; з — панель-оболонка; к — деталь стику кільць «у чверть»; л — те саме, із захистом горизонтального шва; и — зварювання накладками двох суміжних елементів по всій висоті кільця; 1 — зварювання кілець в окремих точках; 2 — зварне з'єднання кільцевої арматури; 3 — стяжний болт; 4 — шпонки; 5 — зварна сітка; 6 — закладні деталі; 7 — бетонні упори; 8 — напружена арматура Вр-II або $\varnothing 6K7$; 9 — цементний розчин; 10 — бетон замоноличування; 11 — монтажні петлі; 12 — панель-оболонка; 13 — панель-оболонка; 14 — стінка панелі; 15 — вертикальний паз; 16 — горизонтальний паз для розміщення попередньо напруженої арматури; 17 — верхнє кільце; 18 — нижнє кільце

напружувану арматуру навиванням дроту з наступним нанесенням шару торкрет-бетону.

Під час монтажу кільця складають на цементному розчині зі зварюванням закладних деталей. При цьому з'єднання кілець можна виконувати «у чверть».

Суміжні кільця силосів під час будівництва корпусів з'єднують на оцинкованих болтах, а також за допомогою монолітних ділянок із додатковим армуванням (рис. 14.12, з).

Найбільшого поширення набули круглі силоси із сегментних елементів. У цьому випадку кожне кільце складають із трьох, чотирьох або шести елементів криволінійного контуру, з'єднаних болтами або зварюванням.

В разі складання кілець великого діаметра з окремих криволінійних панелей бажано застосовувати попереднє напружування. Є два основних способи виготовлення попередньо напружених кілець.

При першому способі кільце з ненапружених панелей криволінійного контуру обтискують кільцевою напружуваною арматурою під час укрупнювального складання. Стержневу напружувану арматуру розміщують звичайно в пазах або зовні кільця. Напружування виконують механічним або електротермічним способом.

При застосуванні арматури класів В-II або К-7 можна навивати дріт або канати.

Другий спосіб передбачає виготовлення на заводі попередньо напружених криволінійних панелей, які з'єднують під час укрупнювального складання за допомогою зварювання закладних деталей.

Найбільшого поширення набули кільця з криволінійних попередньо напружуваних залізобетонних сегментів колового контуру постійного перерізу, армовані канатами К-7 діаметром 6 мм або дротом класу Вр-II (рис. 14.12, д). Канати (дріт) натягують за допомогою арматурно-намотувальної машини АНМ-3,5 на бетонні упори, розташовані по периметру в шаховому порядку. Цим забезпечується центральне обтискування всіх перерізів елемента. Вертикальне і непряме армування виконують зварними сітками.

Окремі елементи з'єднують у кільця за допомогою зварювання закладних деталей з наступним замонолічуванням стику (рис. 14.12, е). Горизонтальні стики кілець виконують на цементному розчині «у чверть» (рис. 14.12, к) або з горизонтальним розширенням у нижній частині елементів зовнішніх силосів, що утворює карниз, який захищає розташований нижче горизонтальний стик від потрапляння вологи (рис. 14.12, л). Кільця в плані з'єднують між собою болтами і стик замонолічують. Силоси такої конструкції споруджують діаметром до 18 м.

Для силосів діаметром 12 м розроблено конструкцію, в якій кожне кільце складають з 24 тонкостінних ребристих панелей-оболонок,

обтискуваних попередньо напруженою арматурою, укладеною в пази ребер панелей (рис. 14.12, *ж*). Панелі-оболонки (рис. 14.12, *и*) обернені опуклістю всередину силосу. Стінка від тиску сипкого матеріалу працює на стискання як вертикальне склепіння. При такій конструкції значно зменшується витрата бетону. Для цих силосів натягання арматури виконується під час складання кілець на стенді методом розпирання кільця зсередини стиснутим повітрям із подальшим замонолічуванням стиків або електротермічним способом. Від корозії арматуру захищають шаром цементного розчину.

Стіни прямокутних (квадратних) силосів зі збірного залізобетону можна складати з окремих плоских плит, просторових блоків, Г-подібних, таврових, хрестових або об'ємних замкнутих елементів. У практиці найпоширеніше компонування квадратних силосів із об'ємних блоків заввишки 1,2 м, які розташовують у плані в шаховому порядку, і з плит, що заповнюють проміжки між об'ємними блоками (рис. 14.13, *а та б*).

Для підвищення жорсткості і тріщиностійкості стін застосовують розрізування силосу з перев'язкою вертикальних швів. У цьому випадку силосний корпус складають із трьох типорозмірів збірних елементів постійного поперечного перерізу: об'ємних блоків 1, Г-подібних елементів 2 та плоских плит 3 (рис. 14.13, *б та в*).

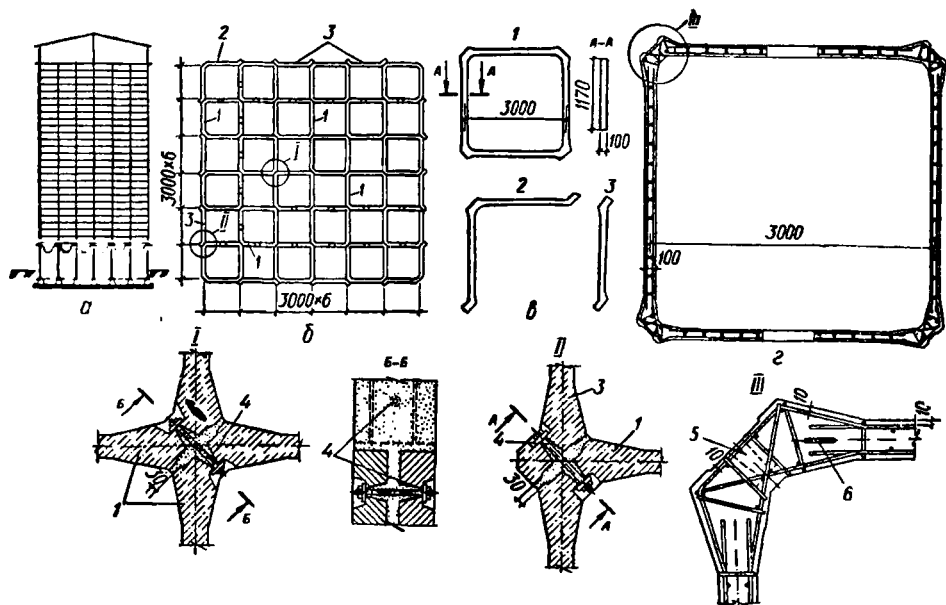


Рис. 14.13. Конструкція збірних прямокутних силосів:

а — поперечний розріз; *б* — план компонування силоса; *в* — типорозміри збірних елементів; *г* — об'ємний блок прямокутного силоса з гладкими стінами; 1 — об'ємний блок; 2 — кутовий елемент; 3 — плоска панель; 4 — сполучні болти; 5 — отвори для болтів; 6 — петлі для піднімання

Блоки з гладкими стінами (рис. 14.13, а) прості у виготовленні і відповідають вимогам зберігання будь-яких матеріалів. Їх армують двома плоскими сітками. У кутах встановлюють додаткову арматуру у вигляді окремих стержнів (рис. 14.13, а). Об'ємні блоки і плоскі елементи з'єднують між собою болтами з подальшим замоноличуванням швів (рис. 14.13, вузли I та II). Горизонтальний шов виконують на цементному розчині.

Досвід будівництва збірних силосів показав, що елементи без попереднього напружування часто не відповідають вимогам щодо тріщиностійкості. Найефективнішим способом підвищення тріщиностійкості є попереднє напружування.

Розроблено конструкцію і технологію виготовлення попередньо напружуваного просторового блока для стін силосів, який має ті самі розміри, що й ненапружений блок. Під час виготовлення блоків попередньо напружуваний дріт зі сталі класу В-II намотують за допомогою намотувальної машини на вертикальні стержні діаметром 20 мм, які залишаються в бетоні і при натягуванні арматури опираються на інвентарні упори.

14.3.3. Основні положення розрахунку силосів. Розрахунок силосів включає розрахунок стінок, балок, днища, колон, фундаментів, елементів завантажувальної галереї та покриття. Всі конструкції силосів, крім стінок, розраховують подібно до відповідних конструкцій промислових будівель.

У розрахунку стінок силосів враховують навантаження від їхньої ваги, тиску і тертя сипкого матеріалу, ваги конструкцій покриття та технологічного устаткування, навантаження від снігу та вітру. При розрахунку беруть до уваги також деформації, усадку і повзучість бетону, температурні впливи, тиск повітря під час активної вентиляції, а також особливі навантаження та дії.

Нормативний горизонтальний тиск сипкого матеріалу на стіні силосу як круглого, так і прямокутного у плані $p_{h,n}$, приймають рівномірно розподіленим по периметру і визначають із урахуванням тертя матеріалу об стінки силосу за формулою Янсена, яку виводять із умов рівноваги шару матеріалу, що лежить на глибині z (рис. 14.14, а...з):

$$p_{h,n} = \frac{\gamma \rho}{\mu} (1 - e^{-\lambda \mu \frac{z}{\rho}}), \quad (14.29)$$

де γ — густина сипкого матеріалу, т/м³; λ — коефіцієнт бічного тиску сипкого матеріалу,

$$\lambda = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \quad (14.30)$$

μ — коефіцієнт тертя сипкого матеріалу об стінки силосу, який для різних матеріалів становить 0,4...0,8; $\rho = A/u$ — гідравлічний радіус

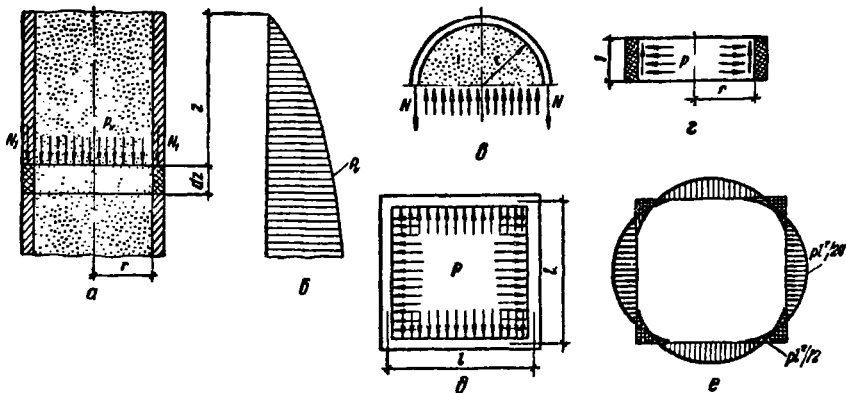


Рис. 14.14. До розрахунку стін силосів:

a — вертикальний розріз по силосу; *b* — епюра нормального тиску в сипкому матеріалі силоса; *c* — визначення кільцевого зусилля; *d* — внутрішній тиск від сипкого матеріалу на кільцевий елемент силоса; *e* — розрахункова схема стін силоса квадратного в плані; *e* — епюра згинальних моментів у стіні силоса

поперечного перерізу силосу; *A* та *u* — площа і периметр перерізу силосу; φ — кут внутрішнього тертя сипкого матеріалу.

Нормативний вертикальний тиск сипкого матеріалу на будь-якій глибині визначають за формулою

$$p_{v,n} = p_{h,n}/\lambda, \quad (14.31)$$

а нормативний вертикальний тиск, що передається на стіну силосу силами тертя, за формулою

$$p_{f,n} = \mu p_{h,n}. \quad (14.32)$$

Досліди показують, що під час завантаження і випорожнення силосу горизонтальний тиск сипкого матеріалу на стіну різко зростає, особливо в разі одночасного заповнення і випорожнення (проточний режим роботи) і може в два і більше разів перевищити розрахунковий тиск за формулами Янсена. Тому обчислене за формулою (14.29) значення $p_{h,n}$ в розрахунку стін, днищ та ліжок силосів помножують на поправочний коефіцієнт $a \geq 1$ (табл. 14.3), який враховує можливе збільшення тиску під час обвалення сипкого матеріалу, заповнення і розвантажування силосу, а також внаслідок впливу інших факторів.

Нормативний тиск на схил ліжки силосу p_α визначають, як у бункерах, за формулою (14.20).

Розрахунок міцності стін силосів, днищ та ліжок ведуть на дію розрахункових навантажень при $\gamma_c > 1$. У цьому випадку розрахунковий горизонтальний тиск на стіні силосу визначають з формули

$$p_h = \frac{\gamma_f}{\gamma_c} a p_{h,n}, \quad (14.33)$$

де γ_f — коефіцієнт надійності щодо навантаження; для сипких мате-

Таблиця 14.3. Значення коефіцієнтів a та γ_c в розрахунку залізобетонних силосів

Конструкції силосів та їх елементів	a	γ_c	a/γ_c
<i>Розрахунок горизонтальної арматури стін</i>			
Окремо розміщений круглий силос	2	1	2
Корпус із рядовим розташуванням круглих силосів:			
зовнішніх	2	1	2
внутрішніх	2	2	1
Корпус з квадратними силосами із стороною до 4 м:			
зовнішніх	2	1,65	1,2
внутрішніх	2	2	1

Розрахунок конструкцій плити та балок днищ і лійки

Плита днища без забутування, балки днища, залізобетон-на лійка силосу	2	1,3	1,5
Плита днища з забутуванням при найбільшій висоті забутування 1,5 м і більше	2	2	1

Примітки: 1. При висоті забутування $h < 1,5$ м за інтерполяцією $\gamma_c = 1,3 + 0,47h$.

2. В розрахунку стін силосу для вугілля $a = \gamma_c = 1$.

ріалів $\gamma_f = 1,3$; γ_c — коефіцієнт умов роботи, який приймають за табл. 14.3.

Розрахункове горизонтальне кільцеве розтягувальне зусилля в стінці круглого силосу визначають за формулою

$$N = \frac{\gamma_f}{\gamma_c} a p_h n r, \quad (14.34)$$

де p_h — середній горизонтальний тиск на стінки силосу в межах розглядуваної ділянки; r — внутрішній радіус силосу.

Площу поперечного перерізу кільцевої арматури на 1 м висоти круглого силосу визначають з умови розрахунку на міцність за формулами (14.16) та (14.16').

Монолітні прямокутні (квадратні) силоси розраховують у кількох ярусах по їхній висоті. На кожному ярусі частину силосу розглядають як замкнуту раму, що зазнає дії горизонтального тиску матеріалу p_h (рис. 14.14, d та e), який визначають з формул (14.29) та (14.33).

Осьове розтягувальне зусилля у стінці

$$N = p_h l / 2, \quad (14.35)$$

де l — розмір комірки силосу в осях стін протилежного напрямку.

Горизонтальний тиск сипкого матеріалу на стінку силосу p_h визначають, як і в круглих силосах, за формулою (14.33).

Згинальні моменти у стінах силосу:
опорний

$$\rho_h l^2 / 12; \quad (14.36)$$

прольотний

$$\rho_h l^2 / 24. \quad (14.37)$$

Площу поперечного перерізу горизонтальної робочої арматури визначають розрахунком на міцність стінки як позацентрово розтягнутого елемента (див. розд. 8).

Вертикальне стискувальне зусилля на глибині z на l м горизонтального перерізу стінки

$$N_v = \gamma_f \rho (\gamma z - \rho_{vr}). \quad (14.38)$$

Як у круглих, так і в прямокутних (квадратних) силосах за зусиллям N_v із урахуванням вертикального тиску від усіх розташованих вище конструкцій перевіряють міцність стін силосу в найбільш навантажених перерізах (біля лійки або фундаментної плити). При цьому враховують коефіцієнти умов роботи бетону $\gamma_b = 0,75$ для збірних елементів, які бетонують у вертикальному положенні, та стін силосів, які зводять у ковзній опалубці.

До стін ємкостей, які сприймають тиск сипких матеріалів, із умови обмеження їхньої проникності ставляться вимоги третьої категорії тріщиностійкості, а з умови забезпечення збереження арматури залежно від її виду та діаметра — третьої чи другої категорії (табл. 1 та 2 [13]). Розрахунки на утворення тріщин, а в необхідних випадках на нетривале їхнє розкриття і закриття (друга категорія) або тривале розкриття (третья категорія) виконують як для центрально- (круглі силоси) або позацентрово (прямокутні силоси) розтягнутих елементів відповідно до вказівок норм [13].

На розкриття і закриття тріщин силоси розраховують на дію розрахункових навантажень, які чисельно дорівнюють нормативним значенням ($\gamma_f = 1$). При цьому повний довго- і короткочасний горизонтальний тиск сипкого матеріалу на стіну силосу становить $a\rho_{h,n}$, а короткочасна частина повного тиску — $a\rho_{h,n}$ ($a = 1$).

Стінки прямокутних силосів розраховують на прогин також при $\gamma_f = 1$. Граничний прогин $f \leq l/200$.

Розраховуючи силоси як за першою, так і за другою групою граничних станів, необхідно враховувати коефіцієнт надійності за призначенням, який дорівнює $\gamma_n = 0,95$ і на який слід множити або навантаження (тиски), або діючі зусилля.

Стіни круглих силосів діаметром до 12 м включно і прямокутних (квадратних) силосів, крім розрахунку на міцність, слід розраховувати на витривалість із коефіцієнтами асиметрії циклу $\rho_s = \rho_b = 0,7$, а стіни з напруженою арматурою — з $\rho_s = 0,85$.

Відповідно до норм [16] під час проектування елеваторів та інших будівель і споруд для зберігання й переробки зерна збільшення тиску на стіни силосу внаслідок обвалювання сипкого матеріалу, а також під час заповнення і випорожнення силосу враховують інакше, ніж у розрахунку споруд промислових підприємств [15]. Крім рівномірно розподіленого по периметру тиску, який визначають за формулою Янсена (14.49), враховують місцеві підвищення тиску на стіни силосу — кільцеві, локальні, смугові.

Кільцевий горизонтальний тиск зерна на стіни круглих силосів $P_{h1n} = a_1 \rho_{h,n}$ приймають як рівномірно розподілений по всьому периметру стін з висотою зони кільцевого навантаження, що дорівнює $1/4$ діаметра силосу.

Локальний горизонтальний тиск зерна на стіни круглих силосів $P_{h2n} = a_2 \rho_{h,n}$ приймають як розподілений на двох площадках розмірами $\frac{\pi d}{12} \cdot \frac{\pi d}{12}$ (d — внутрішній діаметр силосу) і розташований з двох діаметрально протилежних боків у будь-якому місці по висоті і периметру силосу.

Смуговий горизонтальний тиск на стіни квадратних (прямокутних) силосів і на стіни зірочок $P_{h3n} = a_3 \rho_{h,n}$ приймають як рівномірно розподілений по всьому периметру на будь-якій ділянці силосу по його висоті.

Значення коефіцієнтів місцевого підвищення тиску a_1 , a_2 та a_3 наведено в табл. 1 [16] залежно від висоти і діаметра (або розміру сторін) силосу.

Місьцеве підвищення тиску в круглих силосах спричиняє збільшення осьових зусиль і виникнення згинальних моментів у стінках силосу, яке не враховують, якщо для обчислення горизонтального тиску вводять єдиний коефіцієнт a [15]. Проте результати від розрахунку двома різними методами різняться між собою мало [53], а тому застосовують обидві методички розрахунку.

Докладніші відомості про розрахунок і армування монолітних та збірних силосів і силосних корпусів різної конструкції наведено у відповідній спеціальній [53], навчальній [6] та нормативній [15, 16] літературі. Приклади розрахунку і конструювання деяких видів силосів дано в [6, 12, 53].

Дальше вдосконалення конструкції збірних силосів іде в напрямі укрупнення об'ємних елементів, удосконалення їхньої конструкції, розробки стиків із конструктивним захистом від водонепроникнення з метою підвищення експлуатаційної надійності їх.

Контрольні запитання

1. Як класифікують залізобетонні резервуари і для чого їх застосовують?
2. Який напружений стан виникає в стінах резервуарів круглих та прямокутних у плані?
3. Чому при об'ємі до 5...10 тис. м³ зводять переважно циліндричні резервуари, а при більшому об'ємі — прямокутні?
4. Які основні уніфіковані параметри резервуарів?
5. Яка конструкція стін та перекриття збірних циліндричних резервуарів? Те саме, резервуарів прямокутних у плані?
6. Як здійснюється попереднє напружування арматури циліндричних резервуарів?
7. Які категорії вимог щодо тріщиностійкості ставляться до стінок резервуарів із напружуваною і ненапружуваною арматурою?
8. Як змінюється напружений стан у стінці циліндричного резервуара при шарнірному і жорсткому стиках з'єднання стінки з дном?
9. В яких випадках і для чого під час будівництва резервуарів доцільніше застосовувати бетон на напружувальному цементі?

10. Які розрахунки за першою і другою групами граничних станів треба виконати для стінки резервуара з напружуваною і ненапружуваною арматурою?
11. В якому випадку і як розраховують резервуар на спливання?
12. У чому принципова відмінність у розрахунку стін циліндричних та прямокутних резервуарів?
13. Які можливі розрахункові схеми стінки прямокутного в плані резервуара і чим зумовлюється вибір тієї чи іншої схеми?
14. Які типи бункерів застосовують і призначення їх?
15. Які конструкція та армування збірних та монолітних бункерів?
16. Від чого залежить тиск сипкого матеріалу на вертикальну і похилу стіну бункера?
17. Які можливі схеми руйнування бункера? Які зусилля, що виникають у стінках бункера, можуть спричинити те чи інше зруйнування?
18. Чим відрізняються силоси від бункерів? Які типи силосів широко застосовують?
19. Яка конструкція окремо розміщених монолітних та збірних круглих і прямокутних у плані силосів та силосних корпусів?
20. Коли доцільно застосовувати круглі в плані силоси і коли прямокутні? Від чого залежить діаметр круглого силосу?
21. Чому прямокутні (квадратні) в плані силоси з розмірами сторони понад 4 м не застосовують?
22. Як армують круглі силоси, що зводяться в ковзній опалубці? З яких умов призначають товщину стін таких силосів?
23. Як здійснюють попереднє напружування арматури в окремо розміщених силосах?
24. З яких елементів складають силосний корпус із квадратними силосами? Як виконують стики цих елементів та їхнє армування?
25. Перелічіть навантаження, які враховують у розрахунку силосів та силосних корпусів?
26. У чому полягає відмінність у визначенні горизонтального тиску сипкого матеріалу на вертикальну стінку в розрахунку силосу порівняно з розрахунком бункера?
27. Що враховує поправковий коефіцієнт α , який вводять у розрахунок для визначення тиску сипкого матеріалу?
28. Який напружений стан виникає в стінках круглих у плані силосів від горизонтального тиску сипкого матеріалу? Те саме, в прямокутних силосах?

Розділ 15

ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Модернізація і технічне переозброєння виробництва необхідні для успішного розвитку народного господарства. Перебудова промисловості і перш за все машинобудування потребують великих капіталовкладень. Економії коштів і скорочення строків технічного переозброєння можна досягти, використовуючи наявні будівлі і споруди. Модернізація, як правило, потребує зміни технології і заміни старого устаткування новим. Нове устаткування встановлюють компактніше, а вага його часто збільшується. Тому треба робити перевірні розрахунки для визначення фактичної несучої здатності конструкцій з урахуванням їхнього спрацьовування внаслідок попередньої експлуатації.

У нормах [13] з 1 січня 1989 р. введено в дію додатковий розділ 6 «Указания по расчёту и конструирование железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений». У цьому розділі наведено: рекомендації щодо натурних обстежень і перевірних розрахунків, визначення розрахункової міцності арматури та бетону існуючих будівель, допустимі відхилення нормативних параметрів у розрахунках за другою групою граничних станів, значення додаткових коефіцієнтів надійності.

У п. 6.2 [13] зазначено, що перевірні розрахунки існуючих конструкцій треба робити при зміні навантажень, що діють на них, об'ємно-розпланувальних вирішень, умов експлуатації, а також коли виявлено дефекти і пошкодження в конструкціях. Розрахунками встановлюють, чи забезпечується несуча здатність і придатність конструкцій для нормальної експлуатації в змінених умовах роботи.

У 1989 р. видано рекомендації [28], в яких наведено оцінки ступеня руйнування будівель: слабкий, середній, сильний та повний — залежно від процента зруйнованих конструкцій окремих видів. При повному ступені зруйнування (понад 80 %) передбачено розбирання всіх конструкцій, що залишились. При сильному ступені зруйнування відновлення конструкцій, що залишились, допускається лише за умови техніко-економічного обґрунтування.

Ступінь пошкодження окремих конструкцій визначається рядом факторів, у тому числі процентом розірваної робочої арматури, шириною розкриття тріщин та величиною прогинів.

Дано конкретні рекомендації щодо оцінки міцнісних характеристик бетону та арматури в пошкоджених конструкціях. Наведено способи підсилення окремих конструкцій та їхніх вузлів.

Перевірний розрахунок несучої здатності конструкцій виконують на основі даних обстеження конструкцій і реальних міцнісних характеристик бетону та арматури.

Якщо фактична несуча здатність недостатня, то може бути прийняте рішення або про підсилення конструкцій, або про непридатність і необхідність розбирання їх. Прийняте рішення має бути обґрунтоване старанним обстеженням стану конструкцій і підтверджене економічними розрахунками. Слід пам'ятати, що підсилення конструкцій часто коштує дорожче, ніж зведення нових, а довговічність їх нижча. Використовуючи існуючі будівлі та споруди при реконструкції, слід також враховувати питання екології, особливо при модернізації хімічних підприємств.

Якщо вирішено зберегти будівлі і модернізувати виробництво, слід максимально обмежити обсяг робіт по підсиленню конструкцій. Необхідно враховувати, що ефективність, трудомісткість і надійність підсилення різних конструкцій також різні. Тому доцільно виконувати варіантне проектування.

Найпростіше розв'язується проблема підсилення колон металевих та залізобетонних. Металеві колони можна, наприклад, забетонувати, збільшити їхній переріз елементами підсилення за допомогою електрозварювання. Залізобетонні колони підсилюють обіймами різної конструкції. Розроблено порівняно прості і надійні способи підсилення збірних балок та плит перекриттів та покриттів.

Складніше підсилювати плити монолітних перекриттів, оскільки дуже важко, а іноді й неможливо забезпечити спільну роботу плит і додатково покладеного шару залізобетону. Трудомісткою і відповідальною справою є підсилення фундаментів, оскільки воно може супроводжуватися збільшенням деформації основи, наприклад під час підведення плит, зміною зусиль у елементах будівлі.

Під час проектування будівель зі збірних типових елементів приймають однакове нормативне навантаження на всі перекриття з урахуванням уніфікації, а іноді і перспективного збільшення. При реконструкції слід визначати фактичне розрахункове навантаження на кожне перекриття і в окремих зонах. Це дасть можливість відмовитися від підсилення всіх перекриттів, а виконувати його лише для окремих поверхів або зон.

Доцільно розосереджувати розміщення нового устаткування з метою зменшення розрахункових навантажень до фактичної несучої здатності перекриття або передавати навантаження від устаткування безпосередньо на колони, минаючи перекриття.

Вибираючи той чи інший спосіб підсилення конструкції, слід розглядати кілька варіантів, порівнюючи їх щодо вартості, витрати матеріалів, надійності, трудомісткості і строків виконання. Перевагу слід віддавати методам підсилення без зупинення технологічного процесу виробництва.

Застосовують два способи підсилення конструкцій — зміною статичної схеми роботи конструкції або нарощуванням перерізів для збільшення їхньої несучої здатності. Можна застосовувати метод суміщення обох способів, наприклад підсилення перекриття зі збірних плит способом перетворення їх у нерозрізні системи з одночасним збільшенням товщини перекриття і його робочої висоти.

Розгляньмо на окремих прикладах можливі випадки підсилення залізобетонних конструкцій. Найповніше варіанти підсилення конструкцій наведено в атласі схем та креслень [52].

У виробничих і цивільних будівлях широко застосовують перекриття з плит із круглими порожнинами, з перерізом заввишки 220 мм. Нормативне навантаження, яке сприймають ці плити, лежить у межах до 10 кН/м², що може виявитися недостатнім під час реконструкції. Розрізні плити працюють за балковою схемою. Найпростіший спосіб підсилення — нарощування товщини плити зверху монолітним шаром бетону завтовшки 30...50 мм із конструктивною арматурою у вигляді сітки (рис. 15.1, а). При цьому способі підсилення необ-

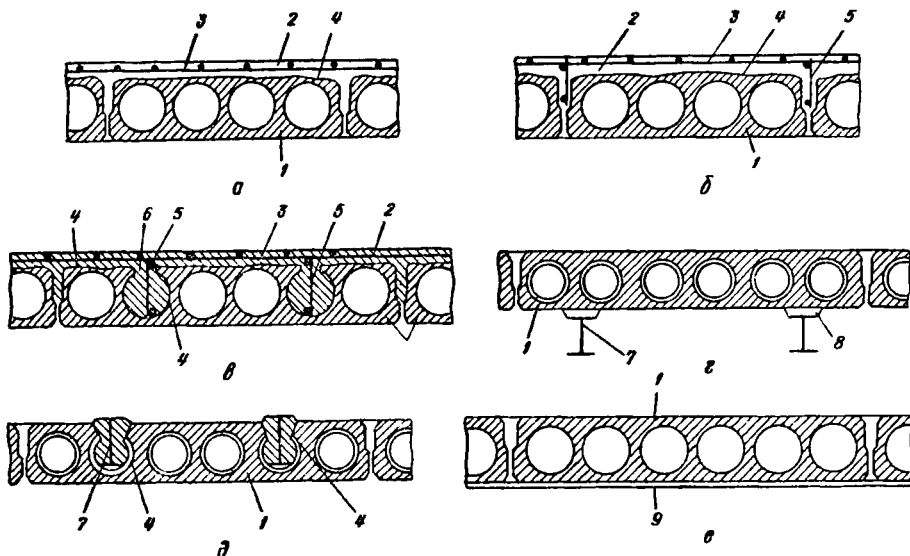


Рис. 15.1. Підсилення перекриттів із плит з круглими порожнинами:

a — нарощування товщини плити за умови забезпечення зчеплення; *б* — нарощування товщини плити і створення нерозрізності на опорах; *в* — встановлення каркасів у отворах плити; *г* — підведення металевих балок знизу; *д* — введення металевих балок у переріз плити; *е* — наклеювання листового металу або склотканини; *ж* — підсилювана плита; 2 — шар монолітного бетону; 3 — зварна сітка; 4 — поверхня забезпеченого зчеплення бетону омоноличування з плитою; 5 — каркас із робочою арматурою; 6 — вирубана полиця плити; 7 — металеві балки; 8 — підклинювання і заливання розчином; 9 — листовий метал або склотканина

хідно забезпечити спільну роботу плит із бетоном підсилення. На ділянці перекриття, що підлягає підсиленню, знімають підлогу, очищують поверхню плит, роблять насічку і розчищають шви між плитами. Перед бетонуванням поверхню плит промивають водою під тиском і наносять тонкий шар рідкого цементного розчину. Монолітний шар бетону укладають при старанному вібруванні. В розрахунок приймають збільшену робочу висоту перерізу h_{01} .

Додаткового збільшення несучої здатності перекриттів із плит з круглими порожнинами можна досягти, змінюючи статичну схему — створюючи нерозрізність на опорах. Для цього в зонах біля опор слід розчистити шви на довжині 0,25 прольоту в обидва боки, поставити в них каркаси з розрахунковою арматурою і оббетонувати (рис. 15.1, б). Підсилене перекриття розраховують для двох стадій як збірно-монолітну конструкцію.

Коли не можна забезпечити спільної роботи плит перекриття з монолітним бетоном, наприклад при забрудненні поверхні плит технічними маслами, то у зоні пустот вирубують верхню полицю і встановлюють у порожнині каркаси з робочою верхньою або нижньою арматурою. Порожнини заповнюють бетоном і укладають шар замоноличування з ерху плит із конструктивним армуванням (рис. 15.1, в).

Місцеве підсилення окремих плит можна здійснити за допомогою підведення металевих балок знизу (рис. 15.1, а) або розміщення їх у пробитих порожнинах (рис. 15.1, б). Можна також наклеювати листовий метал або кілька шарів склотканини на полімерному розчині (рис. 15.1, в). Здійснення цього способу підсилення утруднюється необхідністю рівномірного притискування матеріалу підсилення до стелі на період тверднення полімерного розчину.

При середніх і великих навантаженнях на перекриття найчастіше застосовують ребристі і великих навантаженнях на перекриття найчастіше застосовують ребристі плити з висотою перерізу 400 мм. Їх підсилювати можна нарощуванням перерізу зверху (рис. 15.2, а) або за рахунок встановлення додаткової арматури в поздовжніх ребрах плит (рис. 15.2, б). Конструкцію підсилення перевіряють розрахунком: у першому випадку збільшують робочу висоту перерізу, у другому — площу розтягнутої арматури. Під час нарощування перерізу плит

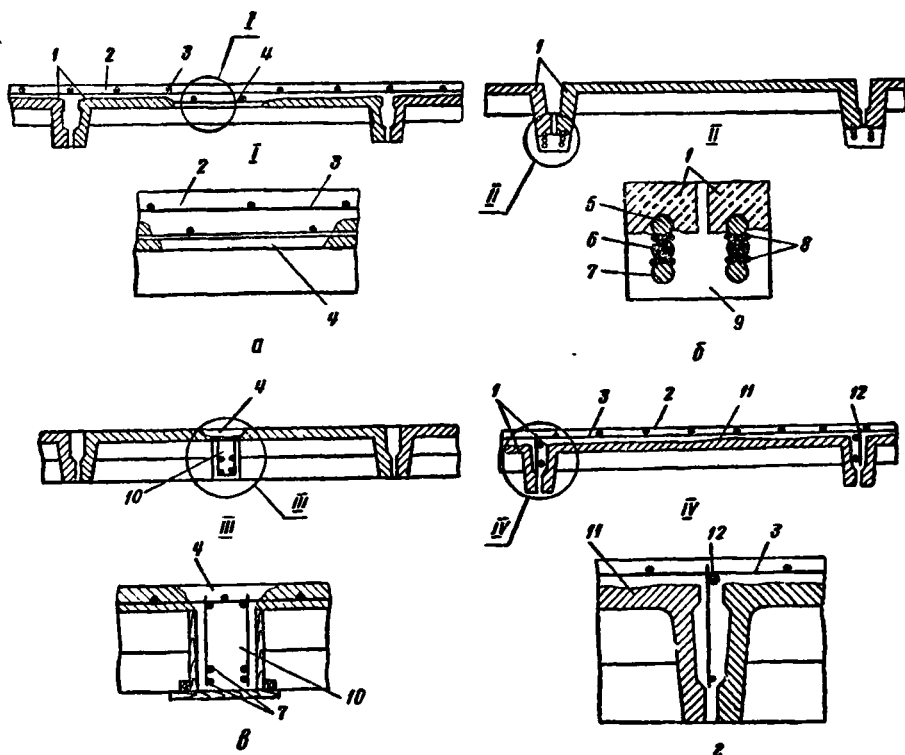


Рис. 15.2. Підсилення перекриттів з ребристих плит:

а — нарощування перерізу; б — встановлення додаткової робочої арматури; в — підведення монолітних ребер; г — нарощування перерізу і створення нерозривності на опорах; 1 — підсилювана плита; 2 — шар монолітного бетону; 3 — зварна сітка; 4 — вирублені ділянки плити для утворення шпонок; 5 — оголена ділянками робоча арматура ребра; 6 — арматурні опцюпки; 7 — додаткова робоча арматура; 8 — зварювання; 9 — бетон або розчин омоноличування; 10 — ребро з монолітного залізобетону; 11 — насічка для забезпечення зчеплення; 12 — каркас із робочою опорною арматурою

зверху виконують роботи, описані для підсилення перекриттів із плит з круглими порожнинами. Якщо з якихось причин важко забезпечити зчеплення монолітного бетону з поверхнею плит, то слід у полицях пробивати отвори, зберігаючи арматуру, що створить шпонкове з'єднання при замоноличуванні.

Для встановлення додаткової арматури в поздовжніх ребрах плит без попереднього напруження на ділянках приблизно через 1 м видаляють захисний шар і оголюють робочу арматуру. До стержнів каркасів приварюють арматурні оцупки діаметром, що дорівнює товщині захисного шару. Стержні додаткової арматури кріплять до оцупків зварюванням і забетонують. Підсилення цього типу трудомістке, потребує старанного виконання стельових швів і тому може застосовуватись для обмеженої зони перекриття. Якщо в плитах використано напружувану арматуру, то цей спосіб неприйнятний, оскільки зварювати оцупки і напружувану арматуру не допускається.

Доцільніше ввести в конструкцію плити *додаткове монолітне ребро*. Для цього пробивають полицю плити, зберігаючи її сітку (рис. 15.2, в). Прольотну арматуру монолітного ребра розміщують нижче від поперечних ребер збірної плити. Монолітні ребра підсилення можна прийняти нерозрізними, тоді в зонах опор над ригелем ставлять робочу опорну арматуру.

В разі підсилення ребристих плит нарощуванням перерізу зверху доцільно створювати їхню нерозрізність. Для цього розчищають шви між ребрами плит і ставлять у них каркаси з робочою опорною арматурою (рис. 15.2, а).

У виробничих будівлях раніше застосовували монолітні ребристі та безбалкові перекриття. Найпростіший і найдоцільніший спосіб підсилення їх — нарощування плит зверху з виконанням всього комплексу заходів, що забезпечують зчеплення поверхні перекриття і шару монолітного бетону. Для повної гарантії спільної роботи старого і нового бетонів слід пробивати отвори або борозни в підсилюваній плиті для утворення шпонок, які сприймають зсувні зусилля (рис. 15.3, а).

Міцність балок підсилюваних монолітних ребристих перекриттів у прольоті зростає за рахунок збільшення робочої висоти їхнього перерізу, а на опорах залишається незмінною. Для збільшення міцності опорних перерізів слід встановлювати додаткову опорну арматуру, щоб забезпечити її спільну роботу з конструкцією, застосовують, наприклад, обійми з хомутів, які охоплюють ребро балки (рис. 15.3, б). Установлювати додаткову арматуру в другорядних балках не бажано у зв'язку з великою трудомісткістю робіт і необхідністю руйнування захисного шару бетону.

Якщо забезпечити зчеплення бетону плити та монолітного шару не можна, допускається бетонувати по верху нової плити зі своїм армуванням. Плити працюватимуть окремо, а навантаження розподі-

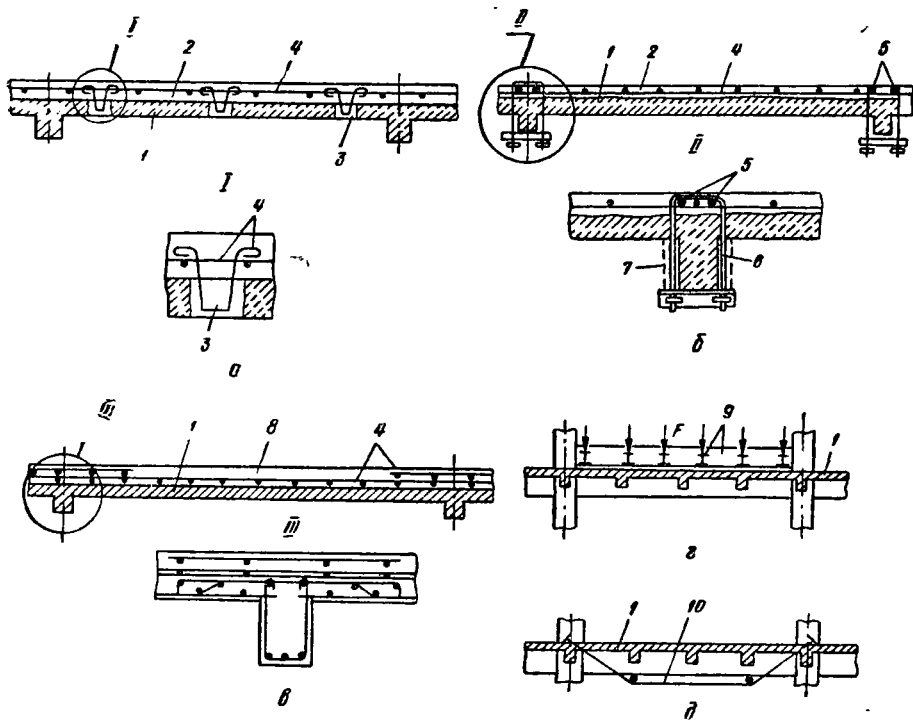


Рис. 15.3. Підсилення монолітних перекриттів:

а — нарощування перерізу з використанням шпонок; *б* — нарощування перерізу і встановлення додаткової опорної арматури балок; *в* — бетонування другої плити, яка працює окремо від існуючої; *г* — розвантаження перекриття металевими балками; *д* — підсилення головної балки шпренгелем; 1 — підсилювана плита; 2 — шар монолітного бетону; 3 — армовані шпонки; 4 — зварні сітки; 5 — додаткова опорна арматура балки; 6 — хомути; 7 — штукатурка по сітці; 8 — друга плита з прольотною та опорною робочою арматурою; 9 — металеві розвантажувальні балки; 10 — шпренгель підсилення

литься пропорційно їхній жорсткості. Слід врахувати, що нижня плита сприйме сама все навантаження від ваги двох плит. Тому переріз нової плити має бути не меншим, ніж у існуючої (рис. 15.3, *в*).

Від підсилення плити і другорядних балок можна відмовитись, створивши розвантажувальну балкову клітку з металу і передавши навантаження безпосередньо на головну балку або на колони (рис. 15.3, *г*). Головні балки підсилити простіше, використовуючи, наприклад, шпренгелі (рис. 15.3, *д*).

Якщо бетон перекриття протягом періоду експлуатації значною мірою втратив свою міцність або просочився технічними маслами, перекриття треба замінити. Його можна використати як опалубку для бетонування нового перекриття з наступним розбиранням або збереженням. Під час розбирання перекриття головні балки зберігають, оскільки вони є ригелями рам і забезпечують стійкість каркаса, і підсилюють їх.

При виявленні похилих тріщин у ребрах підсилюють опорні зони. У другорядних балках зона підсилення становить приблизно чверть прольоту, у головних балках дорівнює відстані між опорою та першою другорядною балкою, опертою на неї. Кращий спосіб підсилення в цьому випадку — створення металевої обойми з поперечною або похилою арматурою (рис. 15.4, а та б). Надійність кріплення і включення в роботу обойми забезпечується пропусканням арматури крізь отвори в монолітній плиті. Обойму забетоновують по сітці.

Другорядні і головні балки ребристих перекриттів підсилюють різними шпренгельними стяглями, тобто змінюючи статичну схему їх (рис. 15.4, в та г). Переваги цього способу підсилення визначаються можливістю включення стяглів у роботу, натягуванням їх, збереженням захисного шару балок, виконанням робіт без зупинення виробництва. Проте потрібен захист відкритого металу стяглів від корозії.

Підсилення залізобетонних кроквяних балок у принципі не відрізняється від підсилення балок перекриттів. Як правило, підсилення потрібне при виявленні дефектів, а не збільшенні навантажень від снігу чи ваги покрівлі з утеплювачем. Тому підсилюють окремі балки. Рекомендується використовувати шпренгельні системи (рис. 15.5, а) і попередньо напружені стяглі (рис. 15.5, б) з урахуванням того, що кроквяні балки мають попередньо напружену арматуру. Можливі й інші способи підсилення — підведення розвантажувальних крон-

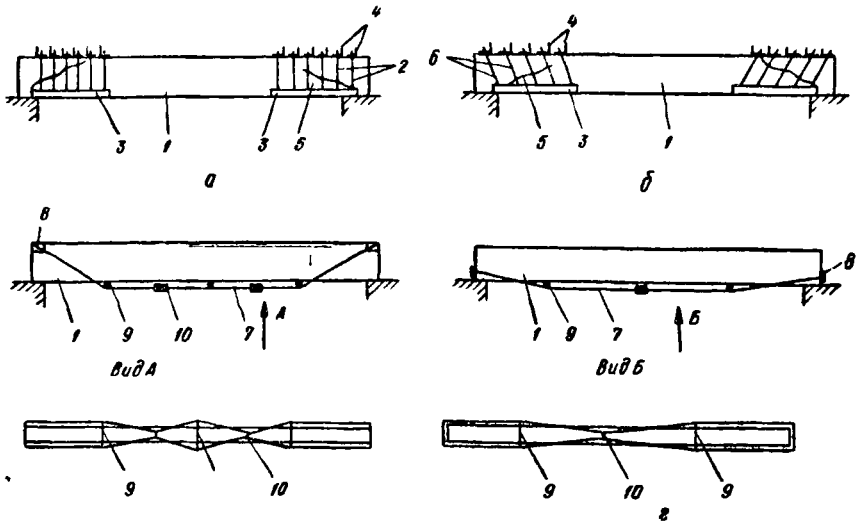


Рис. 15.4. Підсилення балок перекриттів:

а — встановлення вертикальних хомутів; б — те саме, похилих; в — підсилення шпренгелем; г — застосування шпренгельного стяглі; 1 — підсилювана балка; 2 — хомути з гайками; 3 — поздовжні кутки; 4 — те саме, поперечні; 5 — штукатурка по сітці; 6 — похилі хомути з гайками; 7 — напружуваний шпренгель; 8 — опорний пристрій; 9 — розпірки; 10 — стяжні хомути

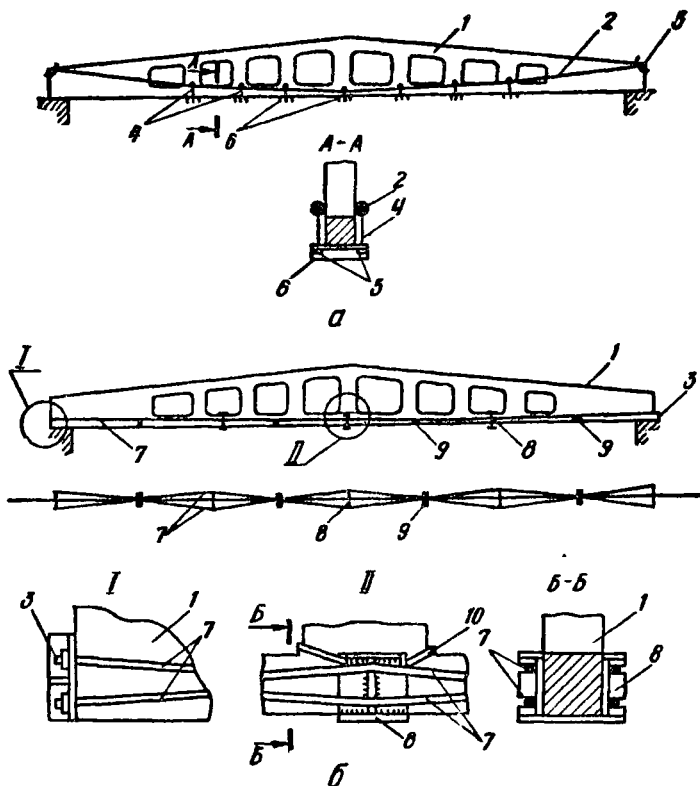


Рис. 15.5. Підсилення кровельних балок:

a — шпренгелем; *б* — горизонтально напружуваним стяглем; 1 — підсилювана балка; 2 — качати; 3 — опорний вузол; 4 — почіпки; 5 — гайки для натягування; 6 — траверси з швелера; 7 — напружуваний стягель із арматурної сталі; 8 — фіксатори стягля; 9 — стяжні хомути; 10 — хомути кріплення фіксатора

штейнів у опорних зонах, включення у спільну роботу балок та плит покриття, тобто перетворення їх у збірно-монолітні конструкції.

Залізобетонні колони підсилюють різними обоймами, конструкції яких описано в літературі. Тому обмежимося лише показом поперечного перерізу підсилюваних конструкцій (рис. 15.6).

Слід спинитися на способах включення обійм у роботу. Під час підсилення не вдається повністю розвантажити колони, і навантаження в них зберігається в межах 40...70 % експлуатаційного. Згідно з розд. 6 [13] рекомендується, щоб навантаження під час підсилення не перевищувало 65 % розрахункової величини.

Звичайно при подальшому завантаженні перекриттів обійма включається в роботу за рахунок зчеплення бетону колони і бетону обійми. Тому необхідно очистити поверхню колони і бажано зробити насічку. Дослідження, здійснені останнім часом, показали, що спільна робота бегонів у цьому випадку забезпечується. Очевидно, познача-

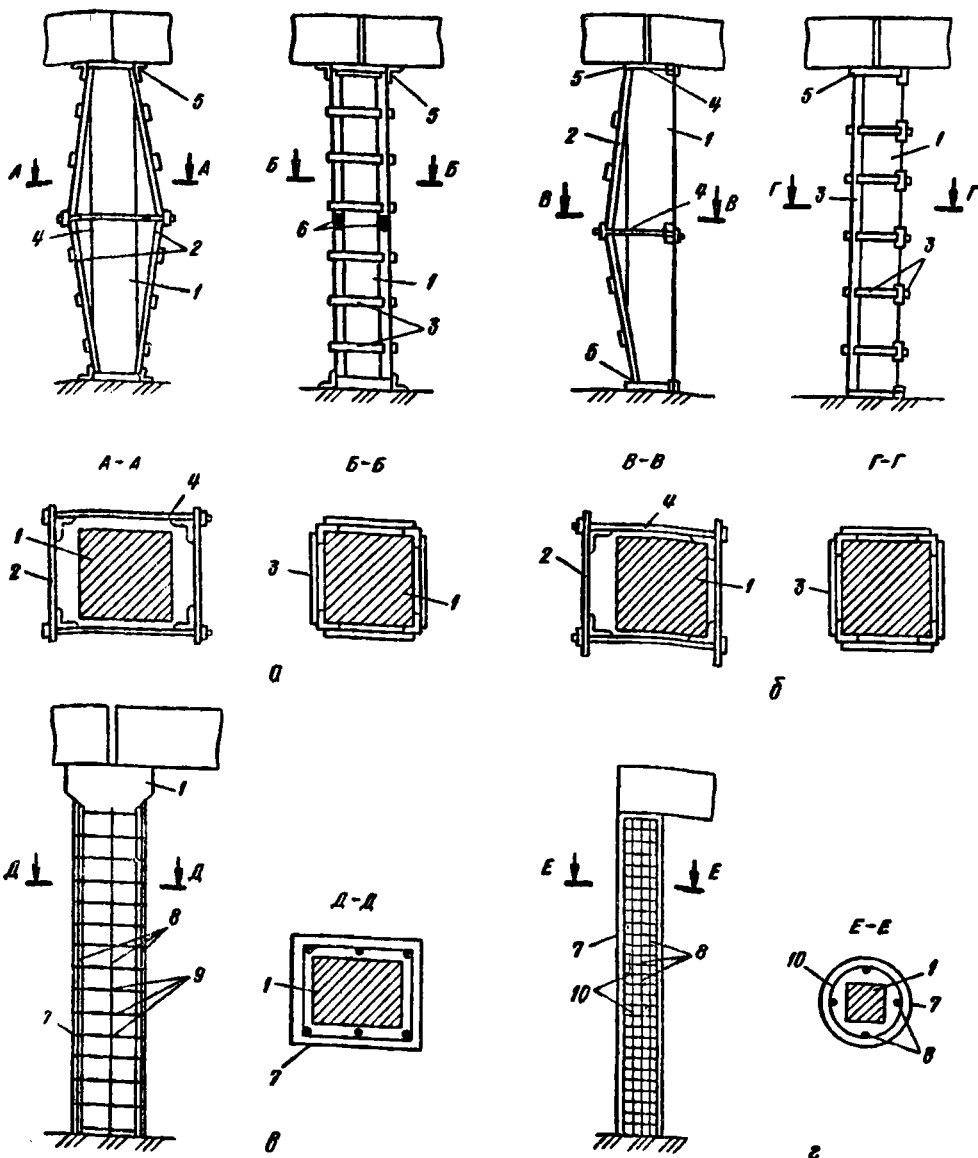


Рис. 15.6. Підсилення колон:

а — встановлення двосторонніх розпірок; б — те саме, односторонніх; в — залізобетонна обійма; г — те саме, з непрямым армуванням; 1 — підсилювана колона; 2 — розпірки з кутиків та планок у стадії монтажу; 3 — те саме, в проектному положенні; 4 — натяжні болти; 5 — упорні; 6 — зварні накладки на вирізах кутиків; 7 — залізобетонна обійма; 8 — додаткова поздовжня робоча арматура; 9 — те саме, хомути; 10 — непряма арматура обійми

ється і позитивна роль поперечного розширення перерізу колони при навантаженні.

Треба враховувати і негативні чинники. Бетон обойми при довантаженні конструкції має невеликий вік і значний запас непружних деформацій. Під навантаженням зусилля перерозподіляються у часі, що спричинює довантаження колони, значною мірою вже навантаженої. Тому доцільно використати всі способи включення в роботу обойми в період підсилення колони. Наприклад, використати металеві обойми-розпірки, підклинювання опорних частин, обойми зі спіральною арматурою, розширювальний бетон для обойм.

Методики розрахунку міцності підсилюваних обоймами колон не розроблено, тому можна рекомендувати використовувати ряд положень розрахунку підсилення обоймами кам'яних стовпів.

Для підсилення залізобетонних кроквяних ферм використовують ті самі прийоми, що й для інших конструкцій. Стиснуті елементи поясів та косці підсилюють металевими або залізобетонними обоймами, розпірками або шпренгелями. Найефективніші обойми з попередньо напруженими вітками, які негайно включаються в спільну роботу з конструкцією ферми.

Нижній пояс підсилюють стяглями (рис. 15.7, а) або шпренгелями. Для створення попереднього напруження в стяглях і включення їх у спільну роботу з залізобетоном нижнього пояса використовують розпірки 4 і стяжні хомути 3.

Розтягнуті косці ферм підсилюють металевими стяглями (рис. 15.7, б), які кріплять до бічних опорних пластин у вузлах 5. Включення стягнів у спільну роботу здійснюють механічним (закручуючи гайки 6) або електротермічним способами.

Ферми можна підсилювати металевим прокатом.

Зі збільшенням розрахункових навантажень на перекриття несуча здатність вузлів опирання конструкцій може виявитись недостатньою. Тому треба робити перевірні розрахунки для зон опирання. Вузли опирання звичайно підсилюють металом, створюючи додаткову площу опирання або розвантажуючи залізобетонні консолі.

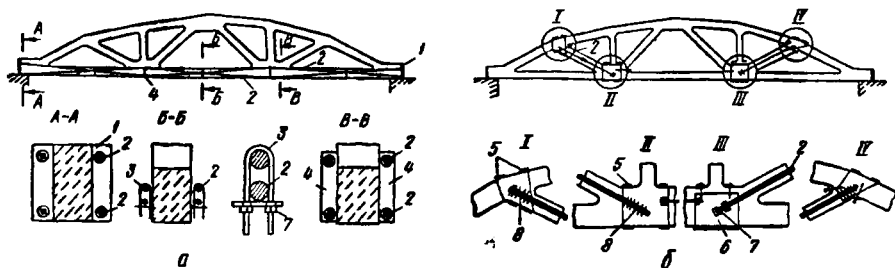


Рис. 15.7. Підсилення кроквяних ферм стяглями:

а — нижнього пояса; б — розтягнутого косця; 1 — опорна пластина; 2 — напружуваний стягель; 3 — стяжні хомути; 4 — розпірки; 5 — опорні пластини; 6 — бокові пластини; 7 — гайки для натягування; 8 — зварний шов

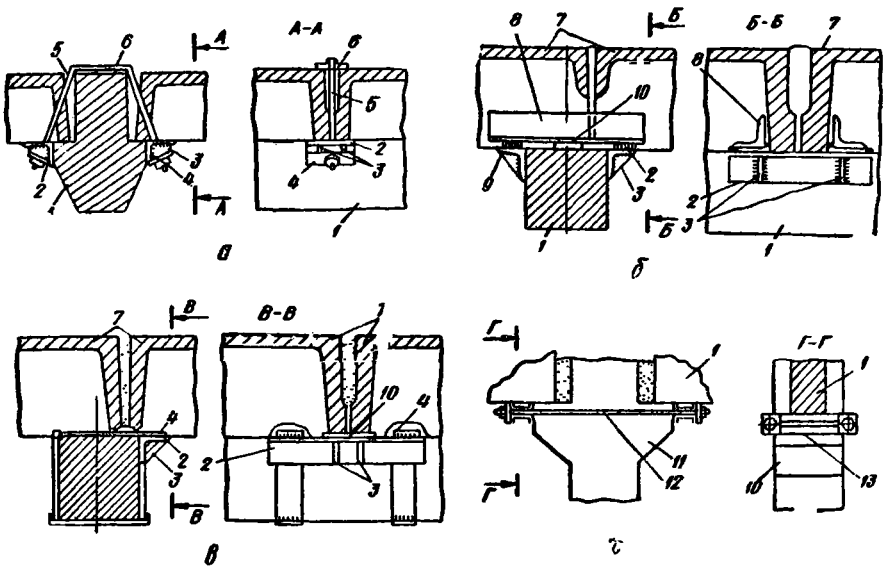
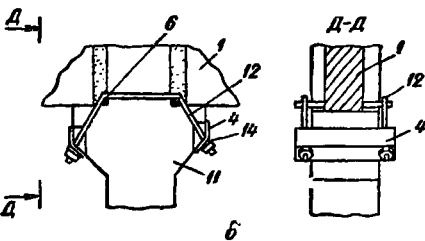


Рис. 15.8. Підсилення опорних вузлів та консолей:

a — підведення стовпчиків на тяжах; *б* — те саме, на тримачах; *в* — те саме, на комутах; *г* — встановлення горизонтальних тяжів; *д* — те саме, похилих; *1* — ригель або кроквяна конструкція; *2* — стовпчик з кутика; *3* — ребра жорсткості; *4* — опорна пластина; *5* — напружувані тяжі з гайками, розташовані у швах між плитами; *6* — пластина або стержні під тяжі; *7* — зміщені плити; *8* — куттик, що підтримує стовпчик; *9* — підкладки; *10* — клиноподібні центрувальні пластини; *11* — підсилювана консоль; *12* — напружувані тяжі; *13* — траверси з швелера; *14* — похилі шайби



Для підсилення опирання ребристих плит на консолі ригеля знизу підводять опори з кутиків на тяжах із арматурної сталі (рис. 15.8, *a*). Тяжі слід пропускати через шов між поздовжніми ребрами або крізь отвори в полицях плит. Опори з кутиків можна кріпити до траверс, які проходять по гранях поздовжніх ребер уперек ригеля (рис. 15.8, *б*). При зміщенні опирання плит покриття на верхній пояс ферми допускається створювати металеві обойми, до яких кріплять додаткові опори з кутиків із ребрами жорсткості (рис. 15.8, *в*).

Консолі підсилюють додатковою зовнішньою арматурою. Якщо потрібно збільшити армування за моментом, використовують горизонтальні попередньо напружувані тяжі (рис. 15.8, *г*). Збільшення міцності похилих перерізів за перерізувальною силою досягають встановленням похилих тяжів із арматурної сталі (рис. 15.8, *д*). Металеві елементи підсилення для захисту їх від корозії слід забетонувати по сітці.

Наведений вище огляд свідчить про великі технічні труднощі і високу вартість робіт по підсиленню залізобетонних конструкцій при реконструкції виробничих будівель. Тому розпочато розробки індустріальних конструктивних вирішень будівель і споруд, що підлягають частим реконструкціям.

Передбачено розробити каркас зі змінними елементами, розробити заходи, які полегшують зміну статичної схеми роботи конструкцій, можливість трансформування під час реконструкції фундаментів, спричиненого заміною мостових кранів, та інші заходи. До них можна віднести додаткові закладні деталі, просвіти та отвори, випуски арматури, заглиблення для створення шпонкових швів. Усе це можна використати під час реконструкції для кріплення додаткової арматури або забезпечення спільної роботи бетону підсилюваних конструкцій та монолітного бетону підсилення.

ПІСЛЯМОВА

Перед будівельниками стоять завдання підвищення ефективності виробництва і використання капіталовкладень, зростання продуктивності праці, зниження витрати матеріалів на одиницю продукції і докорінного поліпшення її якості. В розв'язанні цих завдань важливе значення належить якості будівництва, яке значною мірою залежить від застосування залізобетонних конструкцій.

Нині і в недалекому майбутньому бетон та залізобетон залишаться основним матеріалом для вигоговлення будівельних конструкцій.

Частка збірного залізобетону у майбутньому дещо знизиться за рахунок значного збільшення темпів монолітного домобудування (насамперед житлового), реконструкції промислових підприємств, будівництва доріг.

При загальному зростанні виробництва залізобетонних конструкцій ще швидшими темпами зростатиме випуск попередньо напружених конструкцій. Передбачається також прискорене зростання випуску прогресивних конструкцій з легких та пористих бетонів.

Планується збільшити випуск залізобетонних конструкцій значною мірою за рахунок розвитку нових, досконаліших технологій їхнього виробництва, що забезпечують зниження трудомісткості і збільшення продуктивності праці зі зниженням витрати матеріалів. Ресурсозбереження — один із визначальних факторів у розробці конструкцій та технології їх виробництва. Ставиться завдання протягом найближчих років домогтися зниження середньої витрати портландцементного клінкеру на 1 м³ бетону не менш як на 30 %, а витрати сталі — на 20 %.

Передбачається також значне збільшення випуску і впровадження кольорових цементів, застосування декоративної обробки і зовнішніх поверхонь залізобетонних конструкцій тощо, що дасть можливість у потрібних випадках надавати спорудам із залізобетону більшої архітектурної виразності.

Для цього від усіх наукових, проектних та будівельних організацій вимагатиметься мобілізація всіх зусиль для проведення великого обсягу дослідницьких робіт, спрямованих на виконання конкретних завдань у галузі виробництва і застосування залізобетону.

КОРОТКИЙ УКРАЇНСЬКО-РОСІЙСЬКИЙ СЛОВНИК ТЕРМІНІВ

багатопорожнинний — многопустотный
безкосцевий — безраскосный
відсис — отсос
відсисати — отсасывать
вітка — ветвь
вкладень (-дня) — вкладыш
догірний — восходящий
додільний — нисходящий
комірка — ячейка
коритуватий — корытообразный
косець (-сця) — раскос
косяк — подкос
крутний — крутящий
кутик — уголок
кутник — угольник
ніздрюватий — яченстый

почіпка — подвеска
проріз — проем
прохідок (-дка) — течка
ромбуватий — ромбовидный, ромбо-
образний
сідлуватий — седловидный
стягель (-гля) — затяжка
східець (-дця) — ступень
твірна — образующая
трапецуватий — трапециевидный
тримач — держатель
тягар — груз (тяжесть)
уступ — обрез, ступень (фундамента)
хребет (-бта) — шельга
чільник — оголовок
штаба — полоса (металла)

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ І РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

I. Підручники

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.— М. : Стройиздат, 1991.— 768 с.
2. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции.— М. : Высш. шк., 1987.— 384 с.

II. Навчальні посібники

3. Бабич Е. М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях.— К. : Вища шк., 1989.— 208 с.
4. Бабіч Є. М., Бабіч В. І., Гордієнко І. З. Інженерні конструкції.— Львів : Світ, 1991.— 352 с.
5. Байков В. Н., Хампе Э., Рауз Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций.— М. : Стройиздат, 1990.— 232 с.
6. Бондаренко В. М., Судницин А. И., Назаренко В. Г. Расчет железобетонных и каменных конструкций.— М. : Высш. шк., 1988.— 303 с.
7. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова — К. : Вища шк. Головное изд-во, 1987.— 416 с.
8. Лопатко А. Э., Майборода В. Ф. Проектирование элементов железобетонных конструкций.— К. : Вища шк. Головное изд-во, 1987.— 238 с.
9. Лысенко Е. Ф., Гетун Г. В. Проектирование сталефибробетонных конструкций / УМО Минвуза УССР.— К., 1989.— 180 с.
10. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций.— М. : Стройиздат, 1989.— 504 с.
11. Майборода В. Ф., Макаров С. В., Карпюк В. М. Укрупненные плиты покрытий для сельскохозяйственных производственных зданий.— К., 1988.— 164 с.
12. Сперанский И. М., Сташевская С. Г., Бондаренко С. В. Примеры расчета железобетонных конструкций.— М. : Высш. шк., 1989.— 175 с.

III. Нормативна література

13. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.— М., 1989.— 86 с.
14. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.— М., 1988.— 36 с.
15. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий.— М., 1986.— 56 с.
16. СНиП 2.10.05-85. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна.— М., 1985.— 24 с.
17. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах.— М., 1982.— 49 с.
18. СНиП 2.03.04-84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур.— М., 1985.— 52 с.

19. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84).— М., 1986.— 193 с.
20. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84).— М., 1986—1988.— Ч. 1.— 187 с.; Ч. 2.— 143 с.
21. Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.11-85).— М., 1989.— 174 с.
22. Пособие по проектированию армоцементных конструкций (к СНиП 2.03.03-85).— М., 1989.— 208 с.
23. Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81).— М., 1989.— 292 с.
24. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-89).— М., 1989.— 304 с.
25. Пособие по проектированию предприятий, зданий и сооружений по хранению и переработке зерна (к СНиП 2.10.05-85).— М., 1989.— 144 с.
26. Рекомендации по расчету каркасно-панельных общественных зданий с применением ЭВМ.— М., 1986.— 77 с.
27. Рекомендации по конструированию и расчету панельно-блочных зданий с применением объемных блоков типа «колпак».— М., 1986.— 107 с.
28. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений.— М., 1989.— 104 с.
29. Рекомендации по статистическим методам контроля и оценки прочности бетона с учетом его однородности по ГОСТ 18105—86.— М., 1989.— 62 с.
30. Рекомендации по применению монолитных ядер жесткости в сочетании со сборными конструкциями.— М., 1987.— 40 с.
31. Рекомендации по статическому расчету многоэтажных общественных зданий со связевым каркасом серии 1020—1/83 с использованием УВК-АРМ-С.— М., 1989.— 44 с.
32. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций перекрытий и покрытий.— М., 1979.— 424 с.
33. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий.— М., 1978.— 344 с.

IV. Довідкова література

34. Жилые и общественные здания: Краткий справочник инженера-конструктора / Под ред. Ю. А. Дыховичного.— М. : Стройиздат, 1991.— 656 с.
35. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А. Б. Гольшева.— К. : Будівельник, 1990.— 544 с.
36. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика / Под ред. П. Ф. Вахненко.— К. : Будівельник, 1987.— 424 с.
37. Справочник по расчету строительных конструкций на программируемых микрокалькуляторах / Под ред. А. Я. Барашникова и В. А. Пермякова.— К. : Будівельник, 1989.— 224 с.
38. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический) / Под ред. А. А. Уманского.— М. : Стройиздат, 1960.— 1040 с.
39. Справочник проектировщика инженерных сооружений / Под ред. Д. А. Коршунова.— К. : Будівельник, 1988.— 350 с.
40. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства: Справочник проектировщика / Под ред. Г. И. Бердичевского.— М. : Стройиздат, 1981.— 488 с.

V. Стандарты

41. ГОСТ 10180—90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
42. ГОСТ 21.503—80. СПДС. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи.
43. ГОСТ 8478—81. Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия.
44. ГОСТ 23279—85. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия.
45. ГОСТ 5781—82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
46. ГОСТ 10884—81. Сталь арматурная термомеханически и термически упрочненная периодического профиля. Технические условия.
47. ГОСТ 6727—80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
48. ГОСТ 18105—86. Бетоны. Правила контроля прочности.

VI. Спеціальна література

49. Дыховичный Ю. А., Максименко В. А. Сборный унифицированный каркас.— М. : Стройиздат, 1985.— 295 с.
50. Клименко Ф. Е. Сталежелезобетонные конструкции с внешним армированием.— К. : Будівельник, 1988.— 86 с.
51. Ковальский А. П., Дехтярь А. С., Печенов А. Н. Архитектурные конструкции гражданских зданий: Расчет конструкций.— К. : Будівельник, 1989.— 134 с.
52. Мальганов А. И., Плевков В. С., Полищук А. И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений: Атлас схем и чертежей.— Томск : Изд-во Том. ун-та, 1989.— 91 с.
53. Латышев Б. В. Практические методы расчета железобетонных силосных корпусов.— М. : Стройиздат, 1985.— 192 с.
54. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / Под ред. П. Ф. Дроздова.— М. : Стройиздат, 1986.— 351 с.
55. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А. С. Залесов, Э. Н. Кодыш, Л. Л. Лемыш, И. К. Никитин.— М. : Стройиздат, 1988.— 320 с.
56. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластины.— М. : Стройиздат, 1986.— 316 с.
57. Стороженко Л. П., Плохотный П. И., Черный А. Я. Расчет трубобетонных конструкций.— К. : Будівельник, 1991.— 120 с.

Передмова	3
Основні літерні позначення	5
Вступ	8
1. Суть залізобетону	8
2. Галузі застосування залізобетонних конструкцій	12
3. Короткий історичний огляд розвитку залізобетонних конструкцій	14

Частина перша

**МАТЕРІАЛИ, КОНСТРУЮВАННЯ І РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Розділ 1. Фізико-механічні властивості бетонів, арматури та залізобетону. Способи армування	17
1.1. Структура бетону і його міцнісні характеристики	17
1.2. Деформативність бетону	21
1.3. Види бетонів і особливості фізико-механічних властивостей їх	26
1.4. Класифікація арматури і способи армування	28
1.5. Класифікація арматурних сталей і застосування їх	33
1.6. Спільна робота сталевих арматур з бетоном	36
1.7. Анкерування і стикування арматури	38
1.8. Вплив усадки бетону на деформації і напруження в залізобетонних конструкціях	43
1.9. Вплив повзучості бетону на деформації і напруження в залізобетонних конструкціях	47
1.10. Корозія бетону і залізобетону	49
Контрольні запитання	50
Розділ 2. Експериментальні основи теорії опору залізобетону і методи розра- хунку залізобетонних конструкцій	51
2.1. Значення дослідних даних для теорії розрахунку залізобетонних констру- кцій	51
2.2. Стадії напружено-деформованого стану перерізу залізобетонного елемента та	53
2.3. Утворення і розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях	55
2.4. Розрахунок залізобетонних конструкцій за допустимими напруженнями і за руйнівними зусиллями	57

2.5. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами	59
2.6. Категорії вимог до тріщиностійкості залізобетонних конструкцій	70
2.7. Попереднє напруження арматури та рівень обтискування бетону	72
2.8. Втрати попереднього напруження в напружуваній арматурі	75
2.9. Визначення зусилля попереднього обтискування, його ексцентриситету, напружень у бетоні та арматурі	83
2.10. Залежність напружень в арматурі від висоти стиснутої зони бетону в стадії руйнування	86
<i>Контрольні запитання</i>	91
Розділ 3. Центральньо-розтягнуті елементи	92
3.1. Конструктивні особливості	92
3.2. Послідовність зміни напружень в елементі до і після завантажування зовнішнім навантаженням	93
3.3. Розрахунок на міцність	95
3.4. Розрахунок на утворення тріщин	95
3.5. Розрахунок на розкриття і закриття тріщин	96
<i>Контрольні запитання</i>	103
Розділ 4. Елементи, що працюють на згинання. Розрахунок на міцність нормальних перерізів	103
4.1. Конструктивні особливості	103
4.2. Послідовність зміни напружень в елементі до і після завантажування зовнішнім навантаженням	115
4.3. Основні положення розрахунку	117
4.4. Розрахунок елементів будь-якого симетричного профілю	118
4.5. Розрахунок елементів прямокутного профілю	121
4.6. Розрахунок елементів таврового профілю	135
4.7. Розрахунок елементів коробчастого, двотаврового, трапециватого та трикутного профілів	142
4.8. Розрахунок елементів при косому згинанні	144
4.9. Розрахунок елементів з жорсткою арматурою	147
<i>Контрольні запитання</i>	151
Розділ 5. Елементи, що працюють на згинання. Розрахунок на міцність похилих перерізів	152
5.1. Схеми тріщиноутворення і руйнування елементів, що працюють на згинання	152
5.2. Розрахунок елементів на дію поперечної сили по стиснутій смузі	153
5.3. Міцність похилих перерізів на дію поперечних сил по похилій тріщині	154
5.4. Міцність похилих перерізів за згинальним моментом	178
5.5. Елементи, що зазнають скручування і згинання зі скручуванням	185
<i>Контрольні запитання</i>	191
Розділ 6. Елементи, що працюють на згинання. Розрахунок за граничними станами другої групи	193
6.1. Розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин	193
6.2. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента	194
6.3. Розрахунок на утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента	205
6.4. Розрахунок на розкриття тріщин	210

6.5. Розрахунок на закриття тріщин	221
6.6. Визначення деформацій. Кривизна осі і жорсткість елемента	224
<i>Контрольні запитання</i>	236
Розділ 7. Стиснуті елементи	236
7.1. Конструктивні особливості	236
7.2. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів будь-якого симетричного перерізу	240
7.3. Міцність елементів симетричного перерізу при дії поздовжньої сили у площині симетрії	245
7.4. Розрахунок елементів, що працюють на косе позацентрове стискання	262
7.5. Стиснуті елементи, підсилені непрямым армуванням	265
7.6. Стиснуті елементи з жорсткою арматурою	268
7.7. Розрахунок за граничними станами другої групи	271
7.8. Утворення тріщин у стиснутих елементах при повторних навантаженнях	273
<i>Контрольні запитання</i>	275
Розділ 8. Позацентрово розтягнуті елементи	276
8.1. Конструктивні особливості	276
8.2. Розрахунок на міцність за нормальними перерізами елементів прямокутного профілю	277
8.3. Розрахунок за граничними станами другої групи	282
<i>Контрольні запитання</i>	285
Розділ 9. Проектування конструкцій, які зводять і експлуатують в особливих умовах	286
9.1. Коливання елементів конструкцій	286
9.2. Заходи боротьби з вібраціями	292
9.3. Будівлі і споруди в сейсмічних районах	294
9.4. Конструктивні особливості будівель, які зводять на вічномерзлих ґрунтах	298
9.5. Залізобетонні конструкції, призначені для умов роботи при підвищених і високих температурах	300
<i>Контрольні запитання</i>	305

Частина друга

ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Розділ 10. Загальні принципи проектування залізобетонних конструкцій	306
10.1. Основні положення	306
10.2. Уніфікація і типізація збірних конструкцій і вимоги до конструктивних схем	307
10.3. Технологічність збірних конструкцій	310
10.4. Проектування збірних конструкцій з урахуванням зусиль, що виникають у процесі виготовлення, транспортування і монтажу	312
10.5. Спряження і стики збірних елементів	313
10.6. Деформаційні шви	315
10.7. Техніко-економічна оцінка залізобетонних конструкцій на стадії проектування	317
<i>Контрольні запитання</i>	320

Розділ 11. Одноповерхові каркасні промислові та сільськогосподарські будівлі	320
11.1. Компонування будівель	320
11.2. Конструктивні вирішення	327
11.3. Вертикальні і горизонтальні в'язі	328
11.4. Несучі конструкції покриттів	331
11.5. Стіни та стінові панелі	358
11.6. Фундаментні балки	360
11.7. Фундаменти	362
11.8. Підкранові балки	370
11.9. Поперечні рами	374
11.10. Тришарнірні рами сільськогосподарських будівель	386
Контрольні запитання	389
Розділ 12. Багатоповерхові промислові і цивільні будівлі	390
12.1. Конструктивні системи багатоповерхових будівель	390
12.2. Навантаження на багатоповерхові будівлі	406
12.3. Основні відомості про розрахунок будівель	409
12.4. Перекриття багатоповерхових будівель	424
12.5. Колони багатоповерхових будівель	478
12.6. Діафрагми	485
12.7. Панелі зовнішніх і внутрішніх стін	486
12.8. Об'ємні блоки	488
Контрольні запитання	488
Розділ 13. Тонкостінні просторові покриття	490
13.1. Основні відомості	490
13.2. Геометричні форми і напружений стан у перерізах конструкцій	493
13.3. Конструктивні вимоги і розрахункові положення	495
13.4. Циліндричні оболонки	499
13.5. Складчасті конструкції	512
13.6. Оболонки двоякої кривизни	514
13.7. Склепінчасті покриття	524
13.8. Висячі покриття	529
Контрольні запитання	532
Розділ 14. Інженерні споруди	533
14.1. Залізобетонні резервуари	533
14.2. Залізобетонні бункери	550
14.3. Залізобетонні силоси	557
Контрольні запитання	569
Розділ 15. Підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель і споруд	570
П і с л я м о в а	583
Короткий українсько-російський словник термінів	584
Список використаної і рекомендованої літератури	585



**ЗАЛІЗО-
БЕТОННІ**



КОНСТРУКЦІЇ