

Міністерство освіти і науки України
Харківський національний університет міського господарства
імені О. М. Бекетова

Н. О. ПСУРЦЕВА,
О. М. ПУСТОВОЙТОВА

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

“ОБСТЕЖЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДІВЕЛЬ”

(для студентів усіх форм навчання напряму підготовки “Будівництво” спеціальності 7.06010103; 8.06010103 – “Міське будівництво та господарство”, спеціалізації 7.0601010303; 8.0601010303 “Технічне обслуговування, ремонт та реконструкція будівель”)

Харків
ХНУМГ
2014

Псурцева Н.О. Конспект лекцій з курсу “Обстеження та реконструкція будівель” (для студентів усіх форм навчання напряму підготовки “Будівництво” спеціальності 7.06010103; 8.06010103 – “Міське будівництво та господарство”, спеціалізації 7.0601010303; 8.0601010303 “Технічне обслуговування, ремонт та реконструкція будівель”) / Н. О. Псурцева, О. М. Пустовойтова; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Х.: ХНУМГ, 2014. – 84 с.

Рецензент: Седишев Є. С.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 6 від 5 лютого 2013 р.

Зміст

	Стор.
Передмова	4
1. Терміни та визначення	4
2. Суть і основні поняття реконструкції	6
3. Терміни служби будинків і окремих елементів. Періодичність реконструкції	9
4. Захист конструкцій від корозійних впливів	12
5. Фізичне зношування конструкцій і будинку в цілому	15
6. Класифікація і види реконструкції	17
7. Матеріали й конструкції, що застосовуються при реконструкції	21
8. Варіанти примикання будинків, що прибудовується до існуючих	22
9. Класифікація конструкцій для заміни перекриттів	23
10. Обстеження будівель і споруд	26
11. Конструктивні рішення будівель, що підлягають реконструкції	30
12. Особливості конструкцій будівель різних періодів будівництва	31
12.1. Покриття будівель	31
12.2. Перекриття будівель старої забудови	35
12.3. Стіни будівель старої забудови	36
12.4. Фундаменти будинків	37
13. Визначення навантажень на будинки й спорудження, що підлягають реконструкції	39
14. Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій, що обстежуються. Оцінка несучої здатності	40
15. Дефекти й ушкодження конструкцій, будинків і споруджень	45
16. Підсилення залізобетонних конструкцій	47
16.1. Загальні принципи підсилення конструкцій	47
16.2. Розрахунок і конструювання підсилення стиснутих залізобетонних елементів	48
16.3. Підсилення стержневих елементів, що згинаються	55
16.4. Конструювання і розрахунок підсилення плит перекриття	68
17. Підсилення кам'яних конструкцій	73
Список джерел	83

Передмова

У нових умовах господарювання і підвищення економічної зацікавленості підприємств і міських служб удосконалюється інвестиційна політика відтворення основних фондів у напрямку підвищення в капітальному будівництві частки реконструкції і технічного переозброєння. При цьому знижуються матеріальні витрати, трудомісткість будівництва, скорочуються строки уведення в експлуатацію виробничих потужностей, житлових і суспільних будинків.

При реконструкції капітальні вкладення в будівельне виробництво істотно нижче, ніж вкладення при новому будівництві, а окупність витрат в 2-2,5 рази вище.

Разом з тим реконструкція є технічно й технологічно більш складним процесом у порівнянні з новим будівництвом, а її масове впровадження стримується відсутністю систематизованих розробок по конструктивним і технологічним рішенням, методам розрахунку підсилення конструкцій. Необхідна цілеспрямована підготовка фахівців-будівельників в області реконструкції будинків і споруд, систематизація досвіду.

1. Терміни та визначення

Аварія – пошкодження, вихід із ладу, руйнування, що сталося з техногенних (конструктивних, виробничих, технологічних, експлуатаційних) або природних причин.

Безпека – відсутність неприпустимого ризику, пов'язаного з можливістю завдання будь-якої шкоди для життя, здоров'я та майна громадян, а також для навколишнього природного середовища.

Гранічний стан – стан, за якого конструкція, основа (будівлі) або споруда в цілому перестають задовольняти задані експлуатаційні вимоги або вимоги при виконанні робіт (зведенні).

Діагностика будівлі (споруди) – процес установлення технічного стану будівлі (споруди).

Діагностична процедура – прийом, за допомогою якого отримують інформацію про технічний стан об'єкта діагностики.

Дефект – відхилення якості, форми або фактичних розмірів елементів та конструкцій від вимог нормативно-технічної чи проектної документації, яке виникає при проектуванні, виготовленні, транспортуванні та монтажі.

Довговічність – властивість будівельного об'єкта тривалий час зберігати

роботоспроможний стан при встановленій системі технічного обслуговування і прийнятому порядку проведення ремонтів.

Експлуатація будівлі або споруди – використання будівлі (споруди) згідно з функціональним призначенням та проведенням необхідних заходів до збереження стану конструкцій, при якому вони здатні виконувати задані функції з параметрами, що визначені вимогами технічної документації.

Експлуатація нормальна – експлуатація здійснюється (без обмежень) відповідно до передбачених у нормах або завданнях на проектування технологічних чи побутових умов.

Забезпеченість значення величин – для випадкових величин (коли несприятливим є перевищення будь-якого значення – вірогідність не перевищення цього значення, а для яких несприятливим є зниження – вірогідність не зниження).

Клас за капітальністю – відносний рівень капітальності для гідротехнічних та деяких інших видів споруд.

Надійність – властивість будівельного об'єкта виконувати задані функції протягом потрібного проміжку часу.

Обстеження – процес отримання якісних та кількісних показників експлуатаційної придатності будівлі (споруди), його частин та конструкцій шляхом візуального огляду, інструментальних вимірів у натурі та лабораторних визначень.

Обстеження попереднє – вид обстеження за якого як основний метод визначення показників експлуатаційної придатності використовують аналіз експертами технічної документації та зовнішній огляд будівлі (споруди) і його частин. При візуальному обстеженні визначають головним чином якісні показники експлуатаційної придатності.

Обстеження детальне – вид обстеження, за якого як основний метод визначення показників експлуатаційної придатності використовують інструментальні тести конструкцій і матеріалів будівель (споруд).

Обстеження спеціальні – вид обстежень, за яких як основні методи визначення показників експлуатаційної придатності використовують спеціальні вишукування, дослідження, натурні або модульні випробування та ін.

Обстеження суцільне – вид обстеження, за якого обстеженню підлягають усі конструктивні елементи будівлі (споруди).

Обстеження вибіркові – вид обстеження, за якого обстеженню підлягають тільки окремі, найбільш зношені конструктивні елементи будівлі (споруди).

Обстеження планове – обстеження, яке виконується в строки, що заздалегідь визначені регламентом експлуатації будівлі (споруди).

Обстеження позачергове – обстеження, яке виконується як наслідок виникнення будь-яких різних порушень експлуатаційного регламенту.

Пошкодження – відхилення від первісного рівня якості елементів та конструкцій, яке виникає під час експлуатації або аварії.

Рівень відповідальності будівель (споруд) – відносний рівень капітальності будівель (споруд) у залежності від їх відмов.

Розрахункова ситуація – комплекс умов, що враховуються в розрахунках, який визначає розрахункові вимоги до конструкцій.

Ремонт – комплекс операцій з відновлення стану об'єкта та (або) збільшення його довговічності.

Технічний стан будівлі (споруди) – сукупність якісних та кількісних показників, що характеризують експлуатаційну придатність будівлі та його частин у порівнянні з їх гранично допустимими значеннями.

Технічне обслуговування – комплекс заходів щодо контролю та підтримання роботи спроможного або справного стану, який полягає, як правило, в огляді, догляді та періодичному ремонті.

Паспортизація технічного стану будівлі (споруди) – це обстеження, діагностика і оцінювання технічного стану об'єкта спеціалізованою організацією та визначення на цій основі категорії його технічного стану з подальшим складанням Паспорта технічного стану будівлі (споруди).

2. Суть і основні поняття реконструкції

З метою забезпечення різноманітних потреб суспільства всі будинки і споруди, що будуються, призначені для здійснення в них певного процесу. Вони повинні відповідати наперед заданим експлуатаційним властивостям, що закладаються вже на стадіях проектування і будівництва, підтримуються і поліпшуються на стадії експлуатації. Досвід експлуатації будинків і споруд узагальнюється, аналізується і використовується при проектуванні і будівництві нових об'єктів, чим і визначається взаємозв'язок процесів будівництва та експлуатації.

Існує цілий ряд класифікацій будинків по різних ознакам. У більшості випадків будинки залежно від їхнього призначення будемо підрозділяти на три основних типи, що охоплюють у конструктивному відношенні практично весь існуючий будівельний комплекс:

цивільні будинки - житлової й суспільні (наприклад: лікарні, суспільні й

адміністративні будинки, навчальні заклади, видовищні об'єкти й т.д.);

промислові (виробничі) будинки (наприклад: одно- і багатоповерхові будинки цехів, заводів і фабрик, спеціалізовані складські приміщення, котельні і т.д.);

інженерні споруди (наприклад: радіотелевізійні щогли, водонапірні башти, копри, водопровідно-каналізаційні заглиблені споруди по типу відпускних колодязів, бункери, силоси, резервуари, відстійники й т.д.).

Велика різноманітність будинків і споруд відповідає сумі певних вимог по призначенню (функціональних або технологічних), по міцності і стійкості (конструктивних), по зовнішньому вигляду (архітектурних), по матеріальних витратах (економічних), які в сукупності характеризують експлуатаційні якості.

У процесі експлуатації будинки і споруди піддаються зовнішнім (головним чином природним) і внутрішнім (технологічним або функціональним) впливам. Їхні конструктивні елементи старіють, зношуються, руйнуються, експлуатаційні якості знижуються. Для житлових, суспільних і особливо виробничих будинків характерні випадки зміни функціонального призначення або технологічного процесу (перепрофілювання), пов'язаного із внутрішнім переплануванням, зміною номенклатури й обсягу продукції, що випускається, заміною устаткування та ін. Згодом змінюються вимоги до планування і рівня оснащення інженерним устаткуванням лікарень, навчальних закладів, адміністративних та інших будинків. Виникає необхідність реконструкції, модернізації будинків і споруд шляхом ремонту і підсилення основних несучих і огорожуючих конструкцій.

З конструктивної точки зору реконструкція представляє собою перебудову кварталів, окремих будинків і споруд.

Ціль реконструкції:

- рішення містобудівних завдань по комплексному переплануванню міських територій, поліпшенню планувальної структури міського середовища, вулиць, площ, удосконалюванню транспортних магістралей, принципів озеленення й екологічного оздоровлення кварталів;

- рішення соціальних завдань по відновленню забудови і поліпшенню планувальної структури житлового фонду з поступовим поліпшенням умов проживання в старих міських районах;

- збільшення обсягів виробництва продукції, зміна її номенклатури на основі як інтенсифікації виробництва, так і більш повного та раціонального використання існуючих виробничих потужностей;

- перехід на виготовлення і випуск нових видів продукції, впровадження

нових технологій виробництва тієї ж продукції.

Для більш повної оцінки сутності реконструкції виробничих будинків скористаємося єдиною термінологією.

Нове будівництво - будівництво комплексу об'єктів основного, підсобного та обслуговуючого призначення споруджених підприємств, будинків і споруд із метою створення нових виробничих потужностей. До нового будівництва відносяться також будівництво на новій площадці підприємства такої ж або більшої потужності замість ліквідованого підприємства, подальша експлуатація якого по технічним або економічним міркуванням, а також за умовами екологічної чистоти визнана недоцільною.

Нове будівництво може вестися чергами до повного введення потужностей в експлуатацію.

Розширення діючих підприємств містить у собі будівництво нових і розширення існуючих цехів і об'єктів основного, підсобного та обслуговуючого призначення на території цих підприємств або на території, що примикає до них з метою нових або додаткових потужностей у більш короткий термін при менших витратах.

Реконструкція діючих підприємств складається в перебудові існуючих цехів і об'єктів основного, підсобного та обслуговуючого призначення, пов'язаному з удосконалюванням, підвищенням науково-технічного рівня підприємства або з його перепрофілюванням.

При реконструкції діючих підприємств можливе розширення окремих будинків, будівництво нових або розширення існуючих цехів і об'єктів з метою ліквідації диспропорції виробництва, будівництво нових будинків і споруд того ж призначення замість ліквідованих на території підприємства.

Технічне переозброєння припускає комплекс заходів щодо підвищення техніко-економічного рівня окремих підприємств і виробництв на основі впровадження нової техніки і технології, модернізації та заміни морально застарілого і фізично зношеного устаткування новим, більш продуктивним. При технічному переозброєнні допускається часткова перебудова (заміна перекриттів, підсилення несучих конструкцій і ін.) існуючих будинків. При цьому частка будівельно-монтажних робіт (СМР) не повинна перевищувати 10% капітальних вкладень, передбачених не технічне переозброєння.

Капітальний ремонт діючих підприємств представляє собою комплекс заходів, пов'язаних із заміною зношених конструкцій і їхніх частин, відновлення несучої здатності конструкцій за рахунок їхнього підсилення або заміни окремих частин новими.

Поточний ремонт складається із профілактичних заходів, пов'язаних з усуненням дрібних пошкоджень і несправностей. Це ремонт поверхневого шару, облицювання конструкцій, покрівельні роботи, відновлення захисного шару бетону (до 10% загальної кількості).

3. Терміни служби будинків і окремих елементів. Періодичність реконструкції

Під терміном служби будинків і споруд мається на увазі календарний час, протягом якого під впливом різних факторів вони приходять у стан, коли подальша їх експлуатація в існуючій якості стає неможливою, а відновлення або реконструкція економічно не доцільні. Терміни служби будинку визначається терміном служби їх незмінюваних конструкцій - фундаментів, стін, каркаса.

Нормативні терміни служби будинків і споруд установлюються на підставі тривалих спостережень, є усередненими залежно від виду конструкції (конструктивної схеми будинку), матеріалу, умов експлуатації і регламентуються стандартами та галузевими положеннями по технічній експлуатації.

Житлові будинки залежно від матеріалу основних конструктивних елементів і конструктивної схеми ділять на 6 груп капітальності (таблиці 1).

Таблиця 1 - Класифікація житлових будинків по термінах служби

Група будинків	Вид будинку	Фундаменти	Стіни	Перекриття	Термін служби, років
1	2	3	4	5	6
I	Кам'яні особливо капітальні	Кам'яні, бетонні	Кам'яні (цегляні), великоблочні	Залізобетонні	150
II	Кам'яні звичайні	Те ж	Кам'яні (цегляні), великоблочні, великопанельні	Залізобетонні або змішані, кам'яне склепіння по металевих балках	120
III	Кам'яні полегшені	Те ж	Полегшена кладка з цегли, шлакоблоків, черепашнику	Дерев'яні, залізобетонні або кам'яні, склепіння по металевих балках	100

1	2	3	4	5	6
IV	Дерев'яні (рублені і брущаті, змішані та сирцеві)	Стрічкові бутові	Рублені брущаті або змішані (цегляні або дерев'яні), сирцеві	Дерев'яні	50
V	Збірно-щитові, каркасні, саманні та фахверкові	Стовпи дерев'яні, бутові	Каркасні глинобитні	Дерев'яні	30
VI	Каркасно-комишитові та інші полегшені	-	-	-	15

Для сформованої міської забудови найбільш характерна II група капітальності, рідше III; до I групи належать, в основному, великоблочні будівлі, тоді як навіть кращі будинки дореволюційних років належать до II групи капітальності.

Крім того, житлові будинки підрозділяються на малоповерхові (висотою до 4 поверхів включно); багатоповерхові - 4-9 поверхів; висотні (понад 9 поверхів).

Будівлі громадського призначення по термінах служби ділять на 9 груп (табл.. 2).

Таблиця 2. Середні терміни служби громадських будівель

Група будинків	Вид будинку	Термін служби, років
I	Особливо капітальні - із залізобетонним або металевим каркасом, із заповненням кам'яними матеріалами	175
II	Капітальні - зі стінами зі штучних каменів або з великих блоків, перекриття залізобетонні або кам'яне склепіння по металевих балках	150
III	Будинки з каменів або з великих блоків. Перекриття дерев'яні	125
IV	Будинки зі стінами з полегшеної кам'яної кладки. Колони і стовпи залізобетонні або цегляні, перекриття дерев'яні	100
V	Будинки зі стінами з полегшеної кам'яної кладки, стовпи цегляні або дерев'яні, перекриття дерев'яні	80
VI	Будинки дерев'яні	50
VII	Будинки дерев'яні, каркасні і щитові	25
VIII	Будинки комишитові, глинобитні та інші полегшені	15
IX	Тимчасові споруди павільйонів, торгівельних ларьків та ін	10

По сумі вимог капітальності, довговічності й вогнестійкості виробничі будинки ділять на 4 групи:

I - термін служби 100 років,

II - термін служби 50 - 100 років,

III - термін служби 20 - 50 років,

IV - термін служби до 20 років.

Якщо фундаменти, стіни і каркас будівлі є незмінюваними елементами та строк їхньої служби відповідає строку всього будинку, то інші конструктивні елементи, що входять до складу будівель, менш довговічні. Тому в процесі експлуатації їх заміняють новими. Так, для житлових будинків установлені наступні терміни служби окремих елементів, років:

	II група	III група
фундаменти стрічкові бутові на складному або цементному розчинах, фундаменти бетонні і залізобетонні	125	100
стіни цегляні товщиною в 2 - 2,5 цегли, великопанельні	125	100
перекриття дерев'яні	60	60
перекриття залізобетонні збірні або монолітні	125	60
покрівля:		
із черепиці	80	80
із азбестоцементних листів	30	30
із оцинкованого заліза	25	25
із чорної листової сталі	15	15

Для запобігання втрати будинками первісних технічних властивостей і усунення невідповідності будинків і споруд їхньому функціональному призначенню при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні з урахуванням поставлених завдань проводять розширення, реконструкцію, модернізацію діючих об'єктів або їхній ремонт і відновлення.

У випадку проведення реконструкції її періодичність переважно визначається залежно від призначення будинку. Так, для житлового фонду періодичність реконструкції обумовлена ростом життєвого рівня і пов'язаного з ним зміни нормативних документів відносно планування квартир, житлових кварталів, благоустрою й озеленення, вимогами пожежної безпеки, рівня комфорту та ін.

Для громадських будинків періодичність реконструкції визначається вимогами функціонального призначення, планування рівня експлуатаційних якостей несучих і огорожуючих конструкцій.

Для виробничих будинків періодичність реконструкції пов'язана з темпами розвитку галузі; зі зміною номенклатури, виду і якості випускаємої продукції, з вимогами оснащення підприємств устаткуванням у відносно більш короткі строки в порівнянні з фізичним зношуванням. За час експлуатації будинку технологія виробництва та відповідне устаткування можуть мінятися 3-5 разів і більше. Наявна практика свідчить про те, що часткова або повна заміна устаткування в чорній металургії відбувається через 15-25, у машинобудуванні - через 10-15, у хімічній промисловості - через 6-8, в електронній промисловості - через 5 років.

Наведені дані є укрупненими і відображають загальне положення про необхідність проведення реконструкції.

У таких галузях промисловості, як металургійна, хімічна, машинобудівна, целюлозно-паперова, в агресивних умовах експлуатується від 20 до 70% будівельних конструкцій. На частку антикорозійних заходів приходиться 15...20% кошторисної вартості СМР, а при відсутності надійного захисту або її неякісному виконанні витрати на підтримку працездатності будинків і споруд протягом 2-10 років можуть перевищити їхню первісну вартість.

4. Захист конструкцій від корозійних впливів

Захист залізобетонних і кам'яних конструкцій від корозійних впливів здійснюють у два етапи:

1. первинний захист, заснований на регулюванні технологічних і експлуатаційних властивостей бетону, каменю і розчину. До нього відносяться: забезпечення заданих експлуатаційних характеристик матеріалів (міцність, щільність, непроникність, морозо- і кислотостійкість);

забезпечення збереження сталевих арматур;

прискорені або вповільнені строки твердіння, регульовані введенням спеціальних добавок, що забезпечують вимоги по навантаженню конструкцій у заданий термін;

гарна удобоукладиваємість розчинів, бетонів;

засоби укладання і підвищення зчеплення між матеріалами по поверхні контакту.

2. вторинний захист від агресивних впливів на конструкції передбачає:

нанесення захисних покриттів на поверхні конструкцій;

заделка (ин'єктування) тріщин;

поверхневу пропитку площин конструкцій натрієвим рідким склом, сіркою, бітумом, петролатумом на основі вищих жирних кислот, облицювання конструкцій штучними хімічно стійкими матеріалами на хімічно стійких в'язких составах.

При захисті від корозії сталевих конструкцій розрізняють з'єднання 1-й категорії відповідальності, корозійні руйнування яких приводять до аварійного стану, і 2-й категорії відповідальності, корозійні руйнування яких не спричиняють небезпечних наслідків.

Для захисту металевих конструкцій найбільш часто застосовуються лакофарбові покриття, вид яких визначається ступенем агресивності навколишнього середовища і конфігурацією поверхонь, що фарбують - простою, середньої складності та складної.

До металоконструкцій простої конфігурації відносяться зв'язки, розпірки, розкоси, прогони й балки з одного профілю, настили з рельєфного і просічного листів, драбини і їхні огороження.

Металоконструкції середньої складності конфігурації: колони зварені із суцільною стінкою з постійним і змінним перерізом, колони легкого типу зі швелера або із двотавра з опорною частиною й консолями, зварені стійки фахверка, підкранові балки, рамні конструкції складного перерізу, огороження сходів і площадок.

Металоконструкції складної конфігурації: колони із двох швелерів, гратчасті ферми, підкранові балки, зв'язки зі здвоєних кутиків, прогони складні із прокатних профілів із трикутними гратами.

Захисні властивості лакофарбового покриття й строки їхньої служби залежать від основних параметрів, необхідних для підготовки поверхні, нанесення й сушіння покриття. До покриттів пред'являються вимоги високої адгезії, непроникності, стійкості й довговічності.

Захист дерев'яних конструкцій від руйнування на стадії проектування полягає у виборі типу конструкції, правильному розташуванні шарів, у прокладці пароізоляції з боку приміщень із високою вологістю й забезпеченні повітряних прошарків у зовнішньої поверхні конструкцій.

Безпосередній захист деревини від гниття проводиться декількома методами: поверхневою обробкою, пропиткою, а також хімічним консервуванням, заснованим на введенні в деревину хімічних отрут антисептиків, що вбивають гриби і червиці та перешкоджають їхній розвиток.

Довговічність консервованої деревини збільшується приблизно в 3 рази.

При реконструкції, підсиленні конструкцій варто застосовувати тільки суху деревину, захищати її від зволоження і антисептувати. Антисептування може бути двох видів:

безпосередньої дії - поверхневе (виробляється в гаряче-холодних ваннах, пропиткою під вакуумом);

наступної дії - дифузійне (сухе, у вигляді порошку, у припущенні, що при експлуатації конструкції будуть воложитися й антисептик почне діяти).

По характеру антисептування всі дерев'яні конструкції діляться на дві групи.

До першої групи відносяться елементи конструкцій відкритих споруд, що перебувають у жорстких умовах роботи і потребують найбільш ефективні захисти. Такі конструкції глибоко просочуються кам'яновугільним або сланцевим маслом під вакуумом.

До другої групи відносяться конструкції, що воложать періодично. Вони антисептуються водними хімічними розчинами шляхом просочення в гаряче-холодних ваннах, фарбування, обмазки.

Поверхневе антисептування рекомендується робити за 2 рази (переважно водняним розчином фтористого натрію з концентрацією від 3 до 10%) шляхом обприскування з розпилювача або фарбування кистями.

Сухе антисептування проводять на горизонтальних поверхнях порошкоподібними антисептиками з вологими обпилюваннями.

Кінці дерев'яних балок, що закладають у цегельну стіну, крім антисептування, гідроізолюються, а гнізда для них вентилуються.

У випадку виявлення дереворуйнівних комах (червиць, жуків-точильників, термітів) деревина обробляється інсектицидами.

Для захисту дерев'яних конструкцій від загоряння на них наносять вогнезахисні покриття. Просочення вогнезахисними составами - антипиренами виробляють в заводських умовах під тиском або в гаряче-холодних ваннах.

Застосовують три види вогнезахисних покриттів:

атмосферостійкі - ПХВ і парафін з пігментами, ПХВ, хлорпарафін, оліфа, фарба ХЛ, уайт-спирит, сурик і інші компоненти, що використовуються для захисту зовнішніх дерев'яних поверхонь;

вологостійкі - фарба ХЛ-СЖ, залізний сурик;

невологостійкі - хлоридна ХЛ-К і силікатна СК-Л фарби, сульфідно-глиняна, суперфосфатна та ізвестково-глино-солева обмазки. Вони застосовуються для захисту дерев'яних елементів у приміщеннях з вологістю повітря до 60% і нижче.

5. Фізичне зношування конструкцій і будинку в цілому

Під фізичним зношуванням конструкції, елемента, системи інженерного устаткування і будинку в цілому варто розуміти втрату ними первісних техніко-експлуатаційних якостей (міцності, стійкості, надійності та ін.) у результаті впливу природно-кліматичних факторів і життєдіяльності людини.

Фізичне зношування на момент його оцінки виражається співвідношенням вартості об'єктивно необхідних ремонтних заходів, що усувають ушкодження конструкції, елемента, системи або будинку в цілому, і їхньої відбудовної вартості.

Фізичне зношування окремих конструкцій, елементів, систем або їхніх ділянок оцінюється шляхом порівняння ознак фізичного зношування, виявлених у результаті візуального та інструментального обстеження, з їхніми значеннями, наведеними в таблицях [ВСН].

Якщо конструкція, елемент, система або їхня ділянка має всі ознаки зношування, що відповідають певному інтервалу його значень, то фізичне зношування варто приймати рівним верхній границі інтервалу.

Якщо в конструкції, елементі, системі або їхній ділянці виявлений тільки один з декількох ознак зношування, то фізичне зношування варто приймати рівним нижній границі інтервалу.

Якщо в таблиці інтервалу значень фізичного зношування відповідає тільки одну ознаку, фізичне зношування конструкції, елемента, системи або їхніх ділянок, варто приймати по інтерполяції залежно від розмірів або характеру наявних пошкоджень.

Фізичне зношування конструкції, елемента або системи, що мають різний ступінь зношування окремих ділянок, варто визначати за формулою:

$$\Phi_{\kappa} = \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_i \frac{P_i}{P_{\kappa}};$$

де Φ_{κ} – фізичне зношування конструкції, елемента або системи, %;

Φ_i – фізичне зношування ділянки конструкції, елемента або системи, що визначається по табл. %;

P_i – розміри (площа або довжина) ушкодженої ділянки, м² або м;

P_{κ} – розміри всієї конструкції, м² або м;

n – число ушкоджених ділянок.

Фізичне зношування будинку варто визначати за формулою:

$$\Phi_3 = \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_{ki} \cdot l_i;$$

де Φ_3 – фізичне зношування будинку, %;
 Φ_{ki} – фізичне зношування окремої конструкції, елемента або системи, %;
 l_i – коефіцієнт, що відповідає частці відбудовної вартості окремої конструкції, елемента або системи в загальній відбудовній вартості будинку;
 n – число окремих конструкцій, елементів або систем у будинку.

Частки відбудовної вартості окремих конструкцій, елементів і систем у загальній відбудовній вартості будинку, (в %) варто приймати за укрупненими показниками відбудовної вартості житлових будинків, затвердженим у встановленому порядку, а для конструкцій, елементів і систем, що не мають затверджених показників - по їхній кошторисній вартості.

Усереднені частки відбудовної вартості укрупнених конструктивних елементів будинку наведені в збірнику № 28 «Укрупнені показники відбудовної вартості житлових, суспільних будинків і будинків і споруд комунально-побутового призначення для переоцінки основних фондів», М., 1970.

Чисельні значення фізичного зношування варто округляти: для окремих ділянок конструкцій, елементів і систем - до 10%; для конструкцій, елементів і систем - до 5%; для будинку в цілому - до 1%.

Для шаруватих конструкцій - стін і покриттів варто застосовувати системи подвійної оцінки фізичного зношування: по технічному стану та терміну служби конструкції. За остаточну оцінку фізичного зношування варто приймати більше значення.

Фізичне зношування шаруватої конструкції по терміну служби варто визначати за формулою:

$$\Phi_c = \sum_{i=1}^{i=n} \Phi_i \cdot \kappa_i;$$

де Φ_c – фізичне зношування шаруватої конструкції, %;
 Φ_i – фізичне зношування матеріалу шару залежно від строку експлуатації даної шаруватої конструкції, %;
 κ_i – коефіцієнт, обумовлений як відношення вартості матеріалу шару до вартості всієї конструкції;
 n – число шарів.

Фізичне зношування внутрішніх систем інженерного встаткування даний у цілому повинен визначатися по таблицях на підставі оцінки технічного стану елементів, що становлять ці системи. Якщо в процесі експлуатації деякі елементи системи були замінені новими, фізичний знос системи слід уточнити розрахунковим шляхом на підставі строків експлуатації окремих елементів. За остаточну оцінку варто приймати більше зі значень.

Фізичне зношування системи повинно визначатися як сума середньозваженого зношування елементів.

Фізичне зношування газового і ліфтового устаткування повинно визначатися у відповідності зі спеціальними нормативними документами.

Під моральним зношуванням будинків і споруд розуміється невідповідність їхньому функціональному призначенню, що виникло під впливом науково-технічного прогресу. Таке зношування в більшості випадків настає раніше фізичного зношування. Так, наприклад:

для житлових будинків - це невідповідність планування квартир сучасним вимогам (прохідні темні кімнати, коридорна система, розміри й розташування служб), невідповідність нормам інженерного устаткування, переущільненість забудови житлових кварталів, недостатні благоустрій території й озеленення;

для громадських будинків - це невідповідність: будинку своєму функціональному призначенню; планування вимогам норм (вузькі коридори й сходи, недостатня протипожежна безпека, недосконале устаткування); будинку до планування кварталу, під'їзних колій, транспортних розв'язок;

для виробничих будинків і інженерних споруд - це невідповідність призначенню, необхідність заміни технологічного процесу виробництва й устаткування, помилки в проектних рішеннях відносно вибору матеріалів будівництва, корозійне зношування, механічні руйнування, формування додаткових навантажень при зміні рівня ґрунтових вод, нерівномірних опадів, кренів, ушкоджень, відсутність технічних заходів, що забезпечують нормальну експлуатацію (температурно-деформаційні шви, вимоги по примиканню будинків і ін.).

6. Класифікація і види реконструкції

Історично сформований характер забудови багатьох старих міст визначався багато в чому приватною власністю на землю. На кожній ділянці забудова зводилася незалежно від сусідніх, а це неминуче породжувало роз'єднаність будинків, відсутність єдиного загального перспективного плану забудови. У таких умовах найбільш раціональна й ефективна комплексна реконструкція.

Комплексна реконструкція охоплює не окремі будинки, а цілі їхні групи, житлові утворення, квартали. Незважаючи на очевидні переваги її організація пов'язана з рядом труднощів, у тому числі з матеріальними витратами, організацією великих СМР обсягів і ін. Для проведення комплексної реконструкції потрібно повна й достовірна інформація про кількість і стан всіх

будинків, що формують забудову.

При комплексній реконструкції вдається вирішити цілий ряд таких питань, як зниження щільності забудови шляхом зносу або розбирання внутрідвірських і внутріквартальних малоцінних будов, об'єднання суміжних двірських зон, проведення їхнього благоустрою й озеленення. Найбільше повно переваги комплексної реконструкції розкриваються при переплануванні кварталів, що є самостійною містобудівною одиницею. Квартал розглядається як самостійний комплекс зі своїм первинним обслуговуванням - дитяча дошкільна установа, культурно-побутове обслуговування населення та ін. Крім того, реконструкція кварталу дає можливість застосувати індивідуальне композиційне рішення.

Пам'ятники історії та культури займають особливе місце при реконструкції міст. До них відносяться найстаріші будинки міста, древні центри з пам'ятними ансамблями. Будь-яке будівництво в їхніх межах містить у собі не тільки реконструкцію, але й реставрацію. Знищення або знос яких-небудь будинків завжди повинне бути всебічно обґрунтоване з урахуванням того, що будинки, що вважаються сьогодні малоцінними, завтра можуть стати загальнонародною художньою або історичною цінністю.

При проведенні реконструкції необхідно усунути наявні в забудові міст недоліки і створювати оптимальне міське середовище, що відповідає сучасному рівню містобудівних вимог. Одночасно варто повсюдно зберігати неповторність і історичний вигляд міст.

Індивідуальні особливості та ознаки міст утворюються як пам'ятниками історії й культури, так і характерними умовами їхнього формування. У числі головних індивідуальних ознак міста є національні прийоми планування, забудови та архітектури, види місцевих будівельних матеріалів, прийоми благоустрою й озеленення.

Основою індивідуального обличчя міста служить також характер місцевості і її рельєф.

Для збереження і збагачення індивідуальних рис і самобутності міст необхідно берегти їх історично сформовану характерну забудову.

При реконструкції окремих будинків і споруд варто враховувати різні особливості її проведення залежно від самого об'єкта, місця його розташування, технологічного процесу, розв'язуваних завдань.

Реконструкція в стиснутих умовах може проводитися в межах існуючого обсягу будинку; існуючої території об'єкта, виробництва; розташування будинку, що реконструюється, між іншими будовами впритул або в межах

впливу будівельних механізмів, навантажень на фундаменти.

Стиснуті умови характерні при реконструкції фундаментів у пролітних будовах цехів металургійного виробництва (фундаменти прокатних станів, холодильників, рольгангів та ін.), у машинобудівній промисловості (фундаменти під металообробні верстати). Відмінною рисою реконструкції є вибір необхідних будівельних механізмів, послідовність виконання СМР, особливість конструктивних рішень.

Реконструкція в умовах діючого виробництва здійснюється без зупинки основного технологічного процесу. Незважаючи на високу ефективність у цьому випадку потрібна розробка особливих умов провадження робіт. Даний вид реконструкції застосовується на промислових об'єктах особливої державної важливості, коли зупинка основного технологічного процесу або його частини зв'язана зі значними матеріальними втратами.

Реконструкція будинків і споруд у зоні силового впливу, коли проведення реконструкції на одному об'єкті або на його частині впливає на сусідні об'єкти й навпаки.

В зону взаємного впливу об'єкти попадають у тому випадку, якщо відстань між фундаментами менше $0,25 H_c$, де H_c - глибина стискаємої товщі, обумовлена на підстав вимог ДБН В.2.1-10-2009. Для виключення взаємного впливу або його зниження передбачають наступні конструктивні заходи: вибір відповідної глибини закладення фундаментів; влаштування роздільних стінок і консольних елементів обпирання; вибір форми та орієнтації в плані.

Якщо в процесі реконструкції глибина закладення фундаменту збільшується і перевищує закладення фундаменту в зоні впливу, передбачають закріплення ґрунтів огорожуючими шпунтовими або пальовими стінами або хімічним і термічним способами, цементациєю та ін.

Реконструкцію окремо взятих будинків або споруд можна розділити на реконструкцію підземної та надземної частин.

До реконструкції підземної частини відносяться:

- пристрій у межах будинку, що підлягає реконструкції, нових фундаментів під стіни, колони, додатково встановлюване або замінне устаткування;

- підсилення існуючих стрічкових або окремо стоячих бутових, бетонних або залізобетонних фундаментів, стін підвалів, пристрій додаткових заглиблених приміщень, їхнє розширення або заглиблення, зведення нових опор і опорних площадок під устаткування або під несучі конструкції будинків;

- пристрій підвалів під існуючими будинками або їхня ліквідація;

- закріплення основ фундаментів від підвищеної деформативності хімічними, термічними способами або цементацією;

- реконструкція з метою усунення підтоплення при підвищенні рівня ґрунтових вод шляхом пристрою водонепроникних огорожуючих стін, глиняних завіс, дренажних заходів та ін.;

- підведення під будинки тунелів, трубопроводів великого діаметра, горизонтальних і похилих галерей.

До реконструкції надземної частини будинків і споруд відносяться:

для житлових будинків

- зміна зовнішнього і внутрішнього планування будинків зі зміною розрахункової і конструктивної схем;

- зміна висоти поверхів шляхом зміни відміток існуючих або зведення проміжних перекриттів;

- заміна перекриттів старої конструкції на сучасні довговічні залізобетонні збірні, монолітні або збірно-монолітні;

- підвищення поверховості будинків шляхом надбудови одного, двох або трьох поверхів;

- пристрій нових сходів, ліфтових шахт;

- реконструкція покрівлі;

для громадських будинків

- перепланування усередині будинку (перенос перегородок, стін, зміна розмірів коридорів і приміщень, пристрій додаткових сходів, ліфтових шахт) і прибудова нових корпусів (спортивних залів, їдалень, навчально-лабораторних майстерень, складів та ін.);

- зміна конструктивних і розрахункових схем будинків і окремих несучих елементів;

- заміна перекриттів, у тому числі на окремих ділянках, пристрій вентиляції, опалення, ліфтових шахт і площадок для них;

- реконструкція з метою використання окремих ділянок будинків по іншому призначенню (наприклад, для установки нового обладнання);

для промислових будівель

- зміна внутрішньої (у тому числі на окремих поверхах) і зовнішнього планування будинків;

- видалення внутрішніх несучих стін з передачею навантажень від них на суміжні стіни або на ділянки стін;

- заміна перекриттів, конструкцій покриттів і основних несучих елементів;

- організація гнучкого планування на окремих ділянках шляхом зміни кроку колон з передачею навантаження на сусідні колони введенням підкрюв'яних елементів;

- заміна несучих і огороджуючих конструкцій стін, реконструкція покриттів, включаючи несучі елементи і покрівлю;

для інженерних споруд

- зміна габаритів споруд у плані та по висоті;

- видалення, зміна відміток або заміна перекриттів, покриттів, опорних площадок фундаментів та ін.;

- зміна принципів формування навантажень на елементи споруд (підпірні стіни, засіки, бункери, силоси, резервуари);

Існують і інші види реконструкції будинків і споруд, які можна віднести до спеціального.

7. Матеріали й конструкції, що застосовуються при реконструкції

До будинків і їх конструкцій, що реконструюються, пред'являють вимоги міцності, жорсткості, довговічності, теплозвукоізоляції, вогнестійкості, екологічної чистоти. Конструкції повинні бути економічні, прості при монтажі, а матеріали для їхнього виготовлення повинні мати відповідні фізико-механічні характеристики. Найбільшою мірою таким вимогам відповідають бетон і залізобетон у монолітному, збірному та збірно-монолітному варіантах; цегла, природний камінь і штучні полегшені блоки, у тому числі уніфіковані дірчасті блоки (УДБ) для зведення стін, перегородок, опор; прокатний, профільний і листовий метали; сендвіч-панелі для несучих і огороджуючих конструкцій, покриттів; дерево при реконструкції і підсиленні дерев'яних конструкцій. Традиційні при новому будівництві матеріали залишаються основними й при реконструкції. При цьому найбільше часто використовується їхнє сполучення з урахуванням цілого ряду факторів - строків проведення реконструкції, скрутності умов провадження робіт, вимог беззупинного технологічного процесу основного виробництва.

При реконструкції та відновленні несучої здатності цегляних стін будинків використовують нагнітання жирного розчину в тріщини під тиском 0,25 МПа. Місця розташування отворів для нагнітання вибирають з урахуванням величини розкриття тріщин і їхнього розташування і призначають у межах 0,3...1,5 м.

Зруйновані ділянки стін, як правило, розбирають і перекладають. Для підвищення жорсткості стін використовують систему сталевих накладок.

8. Варіанти примикання будинків, що прибудовуються до існуючих

Одним з важливих питань при розширенні існуючих площ при зведенні **будівель-вставок при реконструкції** міської забудови є рішення примикання будинків, що прибудовуються до існуючих. Розрізняють два випадки примикання. Перший - це пристрій паралельної стіни по лінії примикання (рис. 1,а). Таке рішення доцільно при різній поверховості існуючої і прибудованої будівлі. Деформаційний шов проходить по площині між двома стінами і при відсутності в цій площині прорізів і переходів, різниця деформацій між спорудами проявляється ззовні - зсувом одного будинку стосовно іншого.

Другий випадок (рис. 1,б) - примикання торцевих ділянок стін до площини існуючого будинку. Використовується при однаковій поверховості. Різниця в осіданнях проявляється як із зовнішньої, так і з внутрішньої сторони. Зсув стін приводить до розкриття швів, усувати які складно й малоефективно. У таких випадках доцільно прийняти правильне конструктивне рішення фундаменту і його примикання до існуючого будинку. Найбільш поширені примикання з фундаментами на однаковій відмітці закладання підшви, з обпиранням стін консольно на знову зведені фундаменти (рис. 2) і на фундамент існуючого будинку (рис. 3).

Якщо фундамент будинку, що пристроюється, заглиблен нижче відмітки існуючого будинку (рис. 4), використовується консольний варіант стін.

При зведенні фундаментів, що примикають, важливо знизити до мінімуму осідання будинків. Досягається це застосуванням буронабивних паль, паливових ділянок, закріпленням ґрунтів.

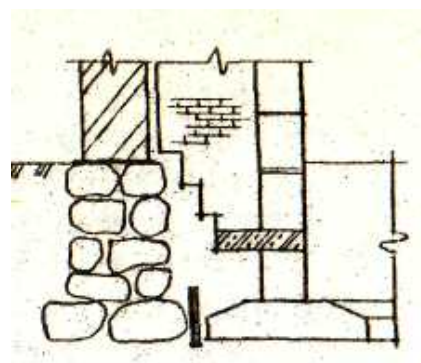
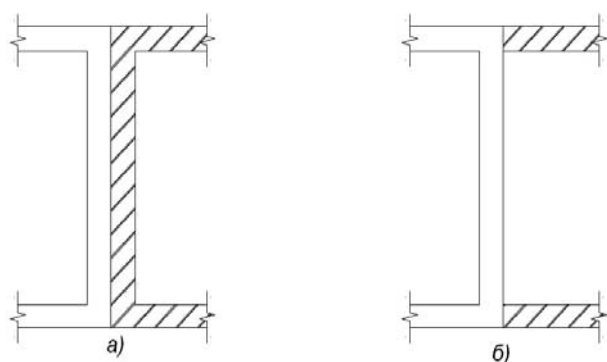


Рис. 1. Варіанти примикання будинків, що пристроюються:

а - зі зведенням паралельної стіни;

б - примикання торців стін

Рис. 2. Консольне обпирання стін на фундамент

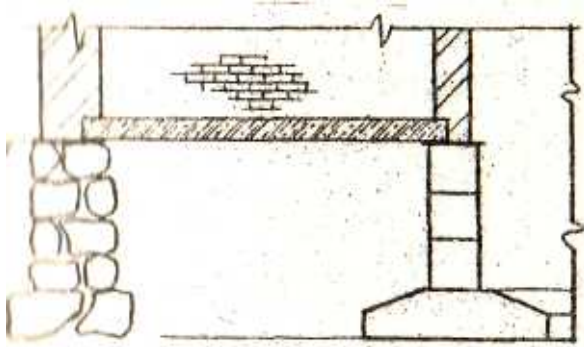


Рис. 3. Обпирання стін на фундамент існуючого будинку

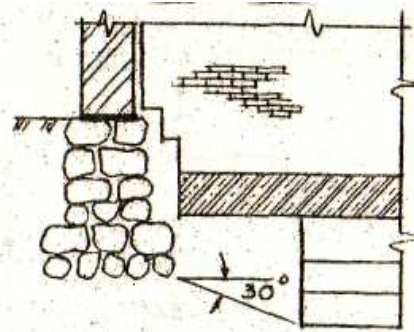


Рис. 4. Примикання фундаментів з різними відмітками заглиблення

9. Класифікація конструкцій для заміни перекриттів

Найбільш частіше в практиці реконструкції житлових і громадських будинків застарілі дерев'яні перекриття замінюють на залізобетонні збірні або монолітні, термін служби яких відповідає терміну служби стін і фундаментів.

У будинках старої забудови доводиться мати справу з різними конфігураціями планів приміщень і широким спектром лінійних розмірів прольотів, що істотно ускладнює питання типізації й уніфікації конструкцій. Велике значення при цьому мають умови проведення робіт і можливість використання піднімального устаткування (підйомники, колісні, автомобільні й баштові крани).

Конструкції для заміни перекриттів умовно ділять на три групи:

- мілкорозмірні або легкі (вага до 250 кгс),
- середньорозмірні (вага до 500 кгс),
- великорозмірні або важкі (вага більше 500 кгс).

Конструкції з мілкорозмірних елементів застосовують переважно при вибірковій заміні окремих ділянок перекриттів на різних поверхах, коли не можна використати піднімальні механізми великої вантажопідйомності, середньорозмірні - при більших обсягах вибіркової або повної заміни перекриттів, великорозмірні - при повній заміні перекриттів.

1. *Мілкорозмірні конструкції* складаються з балок і заповнення між ними. Ці конструкції перекривають відносно невеликі прольоти (до 3,5...4 м). При збільшенні прольотів використовують складені конструкції балок. Форму і розміри поперечного перерізу балок призначають виходячи з умов достатньої міцності й жорсткості, зручності монтажу заповнення між ними. Це в більшості випадків елементи таврового або куткового перерізу з розвиненими розмірами в нижній зоні, виконані в збірно-монолітному варіанті.

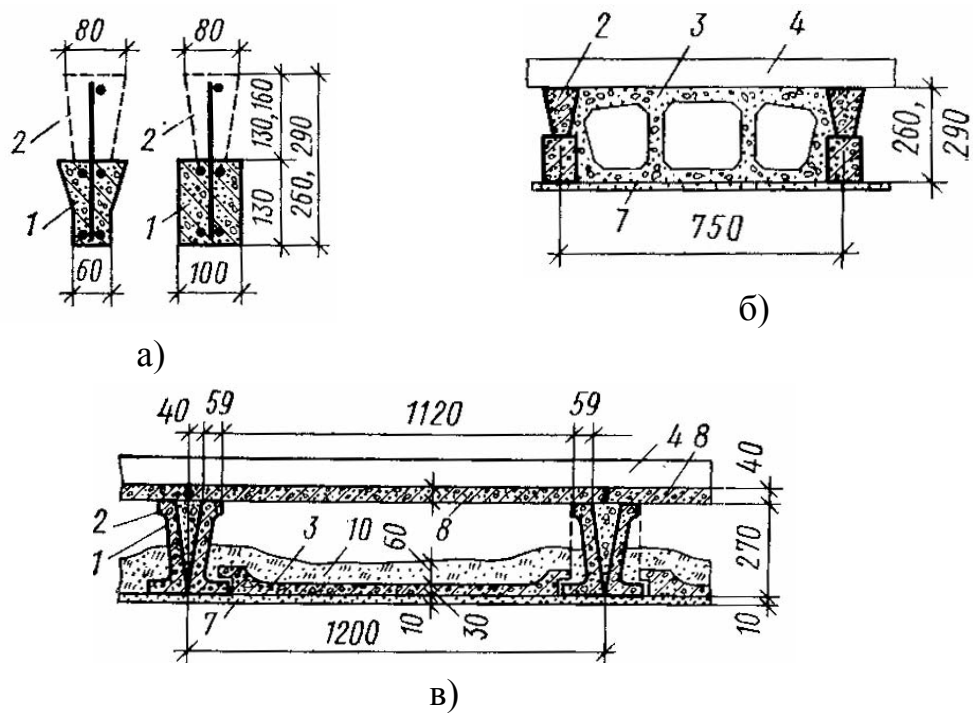


Рис. 5. Переkritтя з мілкорозмірних конструкцій:
 а – збірно-монолітна балка; б – переkritтя з вкладишами;
 в – переkritтя з парними рейковидними балками;
 1 – збірна частина балки; 2 – монолітна частина балки;
 3 – вкладиші (плити, сводики); 4 – конструкція підлоги;
 7 – штукатурка; 8 – плити основи підлоги; 10 – звукоізоляційна засипка

На рис. 5 показані переkritтя з мілкорозмірних конструкцій. Це різновиди балкової системи із кроком балок 700...1200 мм. Як заповнення між балками використовують бетонні плити, вкладиші, сводики. Загальна висота переkritтя - 250...320 мм, що при низькій витраті матеріалів забезпечує достатню жорсткість конструкції.

2. Середньорозмірні конструкції також являють собою системи балкового типу і відрізняються друг від друга різновидом перерізів балок (таврові, рельсовідні, у вигляді парних швелерів або кутиків). Проліт балок збільшений до 6 м, крок становить 600... 1200 мм, висота 220...350 мм (рис. 6). Як накат використовують коритоподібні залізобетонні плити, конструкція підлоги укладається по верхніх поясах балок.

Ефективними конструкціями є балки-настили шириною 500...800 мм. При цьому висота переkritтя коливається в межах 220...340 мм.

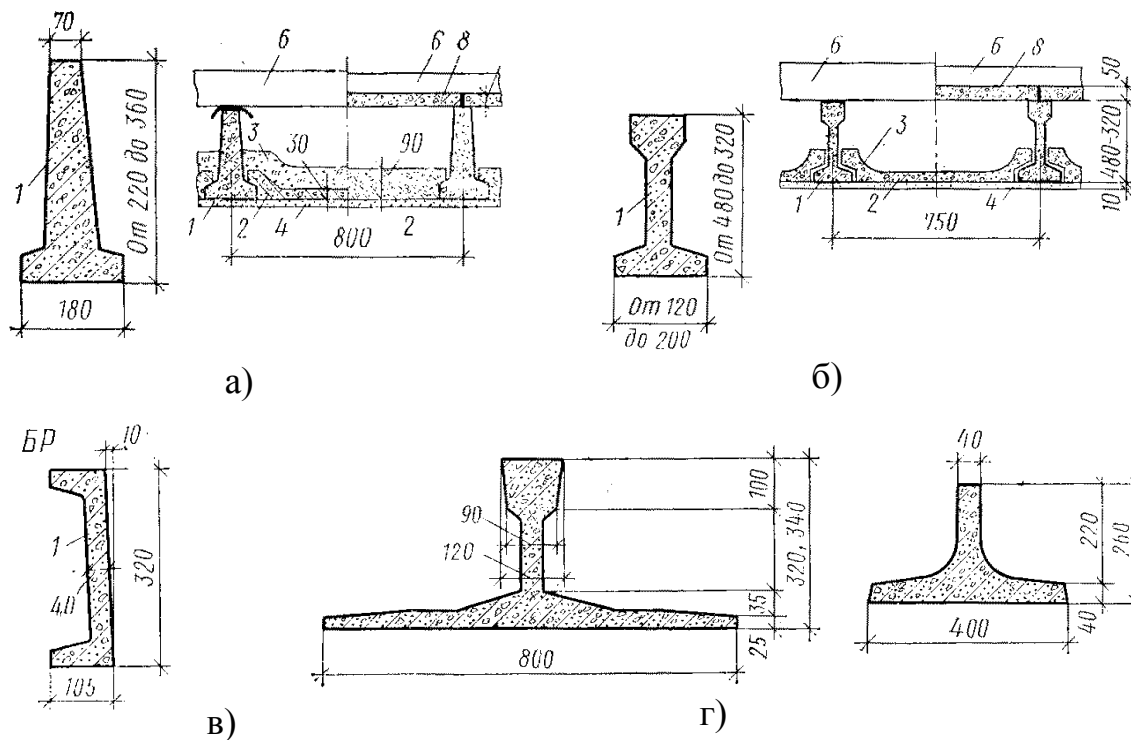


Рис. 6. Переkritтя із середньорозмірних конструкцій:
 а – з тавровими балками; б – з рейковидними балками;
 в – з парними швеллерними балками; г – балки-настили

3. До великорозмірних конструкцій відносяться залізобетонні плити переkritтів, що працюють за балковою схемою, які широко використовуються й у новому будівництві. При стандартній висоті 220 мм настили з круглими та овальними порожнечами (рис. 7) мають більш широкий діапазон розмірів за шириною (500, 600, 800, 1000 мм) і довжиною (із кроком 100 мм).

Найбільш трудомістка операція при заміні переkritтів великорозмірними конструкціями - влаштування поздовжніх штраб для обпирання плит на стіни. Ускладнено й монтаж таких плит, послабляється переріз стіни, особливо середніх при обпиранні переkritтів з двох сторін. Усунути зазначені недоліки можна шляхом влаштування в плитах-настилах опорних ребер, під якими вибиваються гнізда в стінах, або за допомогою спеціальних опорних балок з куткового або швеллерного профілів і стяжних болтів (рис. 8).

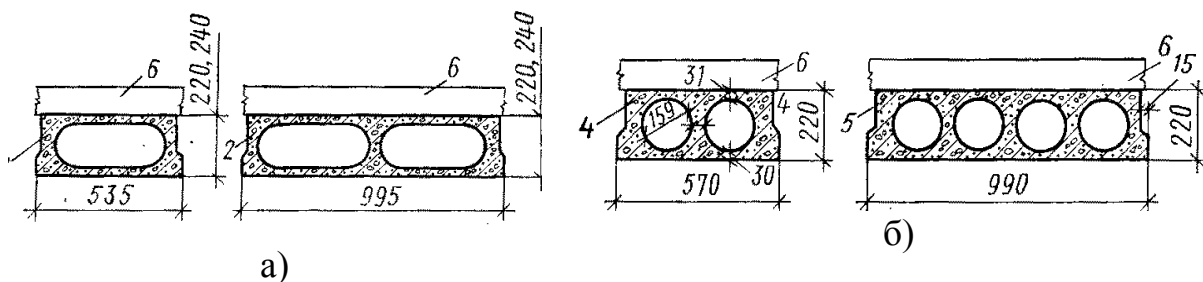


Рис. 7. Настили для реконструкції переkritтів:
 а - з овальними порожнечами; б - з круглими порожнечами

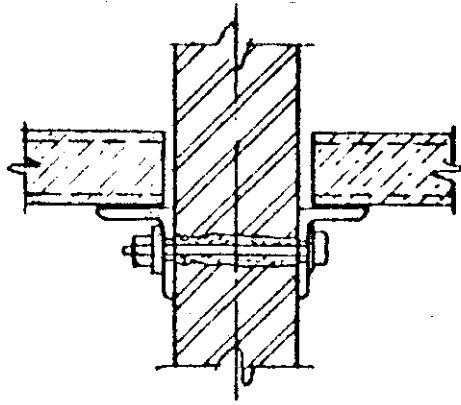


Рис. 8. Обпирання настилів на обв'язувальні балки

При заміні перекриттів застосовується монолітний залізобетон, зокрема сталеві балки у вигляді жорсткої арматури, накат як опалубка.

10. Обстеження будівель і споруд

При виконанні робіт з обстеження слід керуватися вимогами нормативних документів у галузі будівництва, що діють на території України. Обстеження будівель виконують для визначення у встановлений термін їх стану та придатності (або непридатності) до подальшої експлуатації.

Усі будівлі (споруди) незалежно від їх призначення, форми власності, віку, капітальності, технічних особливостей підлягають періодичним обстеженням з метою оцінки їх технічного стану та паспортизації, а також прийняття обґрунтованих заходів до забезпечення надійності та безпеки при подальшій експлуатації.

При обстеженні залізобетонних, кам'яних, металевих, дерев'яних конструкцій і основ до них висувають вимоги відповідності першій групі граничних станів (по несучій здатності) і другій групі (по придатності до нормальної експлуатації) згідно діючим нормативним документам на проектування.

Існують загальні принципи проведення обстежень, які застосовують до будь-якого будинку або споруди. Відповідно до цих принципів обстеження виконують за схемою, зображеної на рис. 9.



Рис. 9. Схема проведення обстеження

Відповідно до цього рекомендується для кожної будівлі обстежувати (оцінювати):

- техногенні зміни навколишнього середовища;
- інженерно-геологічні умови майданчика;
- хімічний склад ґрунтових вод;
- конструкції та споруди, що захищають будівлі від небезпечних геологічних процесів;
- вимощення та елементи благоустрою;
- основи та фундаменти;
- вводи та випуски інженерних мереж;
- підземні несучі, огорожувальні та гідроізолювальні конструкції;
- стан повітряного середовища в будівлі та навколо нього (температура, вологість, повітрообмін, хімічний склад повітря);
- надземні несучі та огорожувальні конструкції;
- покриття та покрівлі;
- антикорозійний захист конструкцій, підлоги, зовнішнє та внутрішнє опорядження;
- теплотехнічні, сантехнічні та вентиляційні системи та обладнання;
- ізоляційні покриття;
- інші елементи будівель та їх систем, проектування та влаштування яких регламентується ДБН (СНиП).

Обстеження та паспортизація будівель повинні виконуватися регулярно (планове обстеження) з періодичністю, яка встановлюється у відомчих правилах (інструкціях) з експлуатації будівель.

Термін першого (після введення в експлуатацію) обстеження та паспортизації будівель (споруд) повинен призначатися проектною організацією (автором проекту). Термін наступних обстежень та паспортизації призначається спеціалізованою організацією, яка виконувала перше обстеження з метою паспортизації.

Підсумки роботи з обстеження та аналізу його результатів слід оформляти у вигляді звіту спеціалізованої організації, що виконувала обстеження.

У загальному випадку звіт повинен містити:

- дані про технічну документацію, її повноту та якість, опис конструктивних рішень, висновки про невдалі, застарілі та хибні рішення;
- стислий опис технології будівництва з позначенням відхилень від проекту, що мали місце, а також дефектів, які виникли на стадії будівництва;
- відомості, які характеризують проектний та фактичний режим

експлуатації конструкцій будівель (споруд), що містять дані про фактичні навантаження та впливи, а також про характер внутрішньовиробничого середовища;

- результати огляду будівель (споруд) із зазначенням стану окремих конструкцій і частин;

- відомості та схеми дефектів і пошкоджень конструкцій;

- результати геодезичних та інших вимірів конструкцій, неруйнівних методів контролю, інших натурних досліджень та випробувань;

- результати фізико-механічних випробувань зразків матеріалів, хімічних аналізів матеріалів та середовища;

- результати аналізів дефектів, пошкоджень, а також причин їх виникнення;

- перевірні розрахунки конструктивних елементів та систем;

- висновки про стан конструкцій та їх придатність до подальшої експлуатації або ремонту;

- відомості, які потрібні для заповнення Паспорта технічного стану будівлі (споруди);

- стислі технічні рішення щодо методів ремонту або заміни дефектних конструкцій, рекомендації з поліпшення експлуатації будівельних конструкцій та основ.

Шляхом спільного аналізу дефектів та пошкоджень, а також результатів перевірних розрахунків визначається *технічний стан окремих конструкцій*. За несучою здатністю та експлуатаційними властивостями конструкції рекомендується відносити до одного з таких станів:

стан конструкцій I – нормальний. Фактичні зусилля в елементах та перерізах не перевищують допустимих за розрахунком. Відсутні дефекти та пошкодження, які перешкоджають нормальній експлуатації або знижують несучу здатність або довговічність;

стан конструкції II – задовільний. За несучою здатністю та умовами експлуатації відповідають стану I. Мають місце дефекти та пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції. Потрібні заходи щодо захисту конструкції;

стан конструкції III – не придатний для експлуатації. Конструкція перевантажена або мають місце дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження її несучої здатності. Але на основі перевірних розрахунків та аналізу пошкоджень можливо забезпечити її цілісність на час підсилення;

стан конструкції IV – аварійний. Те саме, що і за станом конструкції III.

Але на основі перевірних розрахунків та аналізу дефектів і пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, особливо якщо можливий «крихкий» характер руйнування. Необхідно вивести людей із зони можливого обвалення, виконати негайне розвантаження, вжити інших заходів безпеки.

Будівлі (споруди) у цілому рекомендується захищати до одного із таких станів у залежності від стану несучих та огорожувальних конструкцій:

стан будівлі (споруди) I – нормальний. У будівлі (споруді) відсутні несучі та огорожувальні конструкції, які відповідають стану конструкцій II (задовільний), III (не придатний до нормальної експлуатації) та IV (аварійний);

стан будівлі (споруди) II – задовільний. У будівлі (споруді) відсутні несучі та огорожувальні конструкції, які відповідають стану конструкцій III (не придатний до нормальної експлуатації) та IV (аварійний);

стан будівлі (споруди) III – не придатний до нормальної експлуатації. У будівлі (споруді) відсутні несучі та огорожувальні конструкції, які відповідають стану конструкцій IV (аварійний);

стан будівлі (споруди) IV – аварійний. У будівлі (споруді) є несучі та огорожувальні конструкції, які відповідають стану конструкцій IV (аварійний).

При виявленні будівель (споруд) або їх конструктивних елементів у не придатному до нормальної експлуатації або аварійному стані (III та IV стани будівель (споруд) або їх окремих конструкцій) спеціалізована організація, що виконує обстеження, зобов'язана зробити відповідні записи в Паспорті із зазначенням термінів усунення дефектів та пошкоджень, а власник будівлі (споруди) повинен усунути їх у зазначені терміни.

11. Конструктивні рішення будівель, що підлягають реконструкції

У процесі діагностики технічного стану будинків і споруд, а також окремих конструктивних елементів необхідно чітко представляти особливості їхньої конструкції, схему формування й передачі навантажень на інші конструкції, розрахункову схему й особливості роботи. Це в значній мірі спрощує процес діагностики, дозволяє професійно оцінювати ступінь руйнування і її небезпеку для експлуатації, як окремої конструкції, так і всієї споруди, визначати екстрені заходи по безпеці експлуатації на найближчий період і на тривалу перспективу, можливість подальшої експлуатації тих або інших елементів. Розглянемо основні конструктивні схеми будинків, що підлягають реконструкції.

Цегельні будинки для житла, суспільного й виробничого призначення по ступені просторової жорсткості й виду опор для несучих стін діляться на будинки:

із жорсткою конструктивною схемою, стіни в яких опираються на жорсткі опори;

із пружною конструктивною схемою, стіни в яких опираються на пружні опори.

Багатоповерхові будинки суспільного й виробничого призначення із залізобетонним або сталевим каркасом і стінами з бетонних панелей або із цегли виконують по двох основних схемах:

1. каркасні будинки (все навантаження від покриття й перекриттів передається через колони на фундаменти);

2. неповний каркас (навантаження від перекриттів і покриття частково сприймається каркасом і в крайніх прольотах - несучими цегельними або залізобетонними стінами).

Залежно від розрахункової схеми й конструктивного рішення сполучення ригелів з колонами, жорсткість таких будинків у поздовжньому й поперечному напрямках забезпечується або по рамній, або по зв'язковій, або по рамно-зв'язковій схемі.

У панельних будинках для житла, готелів, пансіонатів і інших із часто розташованими перегородками й стінами основними несучими конструкціями є вертикальні діафрагми, утворені панелями внутрішніх несучих стін і перекриттями. Несучі панелі-діафрагми, розташовані в поздовжньому й поперечному напрямках, є зв'язками, а схема роботи таких будинків - зв'язкова.

Одноповерхові промислові будинки працюють по пружній конструктивній схемі. Їх жорсткість у поперечному напрямку забезпечується жорсткістю рам, а в поздовжньому - за допомогою зв'язків.

12. Особливості конструкцій будівель різних періодів будівництва

12.1 Покриття будівель

У будівлях до першої половини XIX в. застосовувалися покриття у вигляді склепіння із цегли або з дерева. Прольоти таких покриттів становили 4...7 м, рідше - 10 м і більше у культових спорудах. З кінця XIX в. зводяться покриття із цегли, бетону, дерева по металевих балках.

Найбільш частіше зустрічаються наступні конструкції склепіння:

простий (циліндричний), бочарний для покриття приміщень із будь-яким

співвідношенням сторін (рис. 10. 1, 10. 4);

зімкнутий, застосовується при співвідношенні сторін, близько до одиниці (рис. 10. 2);

хрестовий (рис. 10. 3);

вспарушений на квадратних планах (рис. 10. 5, 10.6);

вітрильний (рис. 10, д) на круглому плані.

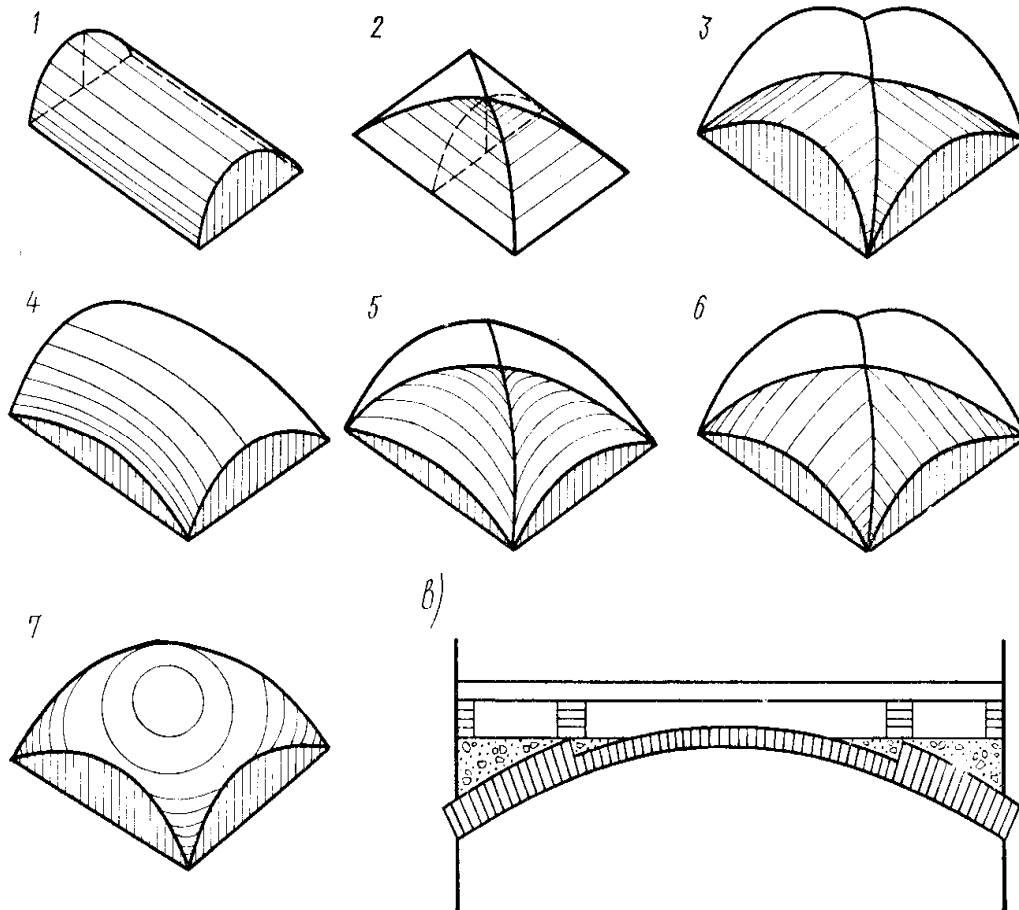


Рис. 10. Цегляні склепіння:

- 1 – циліндричний; 2 – зімкнутий; 3 – хрестовий; 4 – бочарний;
5 – вспарушений зімкнутий; 6 – вспарушений хрестовий;
7 – вітрильний; в) – влаштування основи для підлоги по склепінням

Характерними причинами руйнування конструкцій склепіння є нерівномірні осадки в плані й горизонтальні зсуви стін, введення в конструкції оболонок твердих діафрагм, а також систематичне зволоження приміщення, замочування тіла склепіння. Розповсюджені види руйнувань - тріщини із внутрішньої сторони, що з'являються в ключі оболонок, у місцях установки діафрагм, торцевих стін. При стабілізації осадків і горизонтальних переміщень опор склепіння може продовжувати працювати.

У дерев'яних покриттях залежно від розмірів будинків, діючих навантажень і архітектурних форм несучі конструкції виконувалися з найпростіших елементів - колод, брусів і дощок, а в більш пізній час - зі складених інженерних конструкцій: балок, ферм, арок, а також із просторових систем.

Як несучі конструкції застосовували наслонні (рис. 11) й вісячі (рис. 12) системи крокв, підкісно-балкові й комбіновані системи, ферми. Ці системи склалися з колод і брусів, а в окремих випадках при малих прольотах і навантаженнях - з дощок.

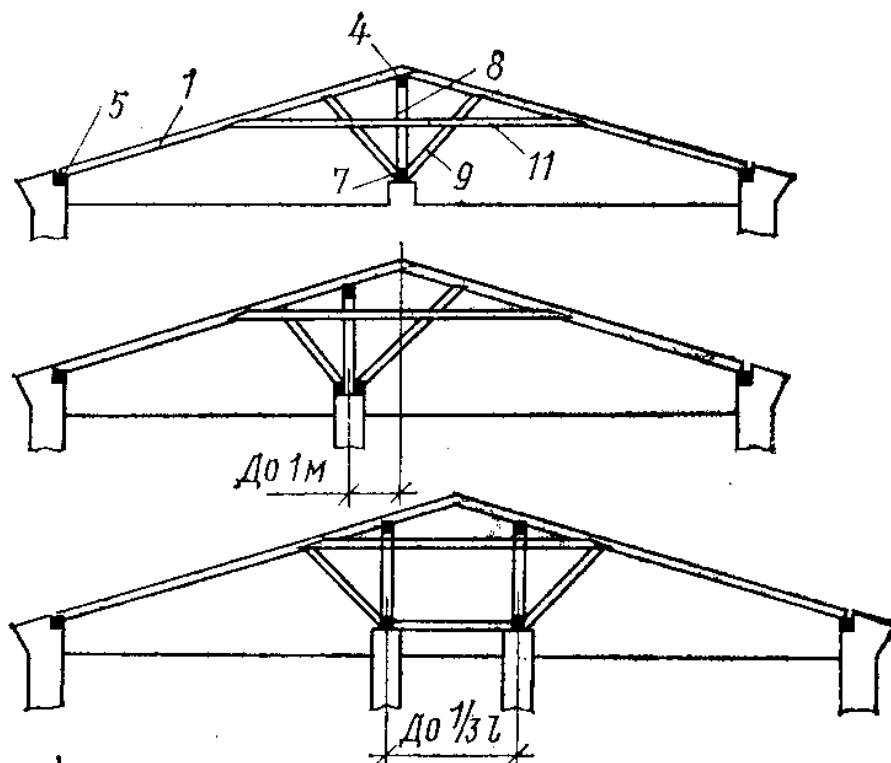


Рис. 11. Типові конструкції дерев'яних крокв

- 1 – кроквяна нога; 4 – конковий брус; 5 – мауерлат; 7 – лежень;
8 – стійка; 9 – поперечний підкос; 11 - затяжка

Наслонні системи крокв склалися із кроквяних ніг, похило розташованих по скату покрівлі, підкосів, ригелів, стійок, прогонів, поперечних і поздовжніх зв'язків. Схеми крокв вибирали залежно від розташування несучих конструкцій стін і внутрішніх опор, відстаней між ними, ухилу покрівлі й ін. При значних відстанях між стінами або опорами застосовували вісячі крокви у вигляді трикутних або шпренгельних систем з урахуванням конфігурації даху й архітектурно-будівельних вимог.

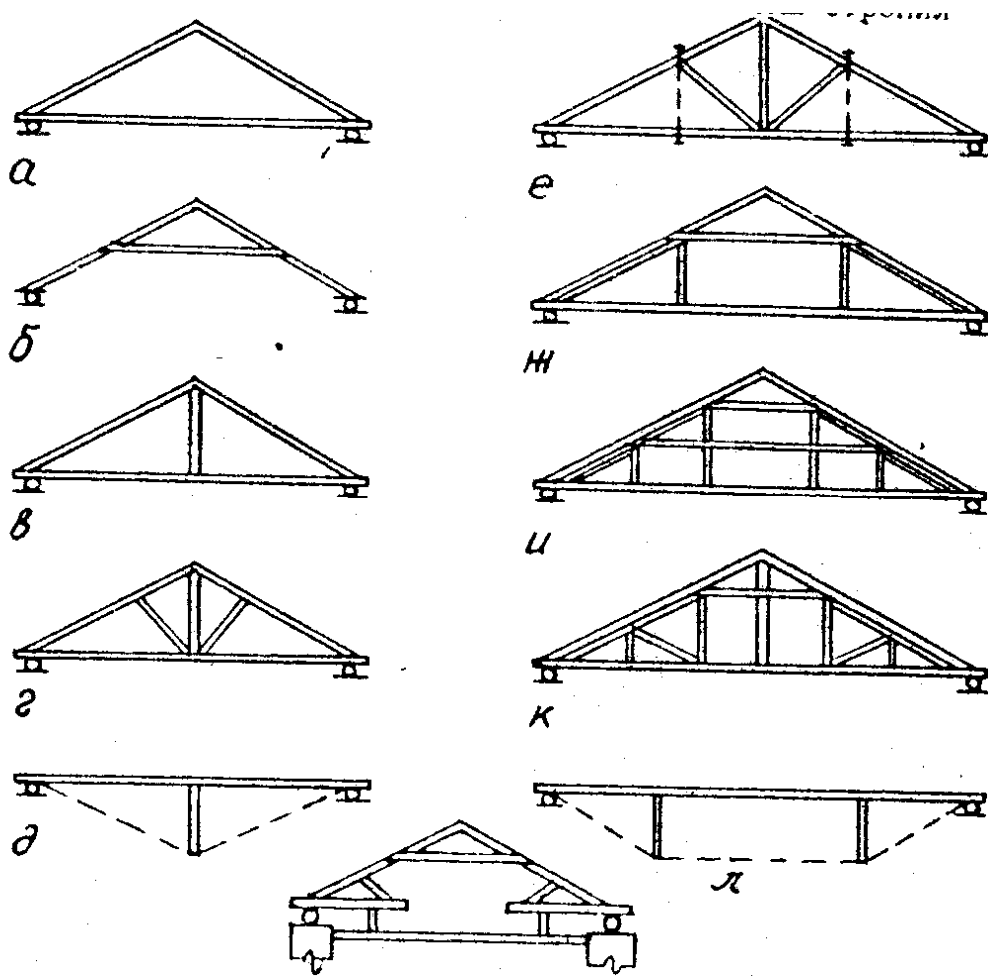


Рис. 12 Вісячі системи крокв

В одноповерхових виробничих і складських будинках використали підкісно-балкові системи. Підкісні системи застосовували також для закріплення наслонних систем крокв у поздовжньому напрямку будинку. З'єднання елементів цих систем з колод і брусів виконували за допомогою врубок, лобових упорів, шипів із закріпленням болтами, скобами й дротовими скрутками, а дощатих - за допомогою цвяхів, скоб і скруток.

У наслонних і вісячих кроквах врубки застосовували з одним зубом або з потайним шипом, лобові врубки виконували за допомогою шипів або сталевих стрижнів. Стики стислих і згинальних елементів виконували косим прирубом, а розтягнутих - за допомогою натяжних замків або накладок із кріпленням болтами. У підкісно-балкових системах застосовували лобові врубки й врубки з подушками, в окремих випадках - сталеві тяжи із круглої й хомути зі смугової сталі. Кроквяні й підкісно-балкові системи при постійному провітрюванні досить довговічні. Найбільш уразливі опорні вузли конструкцій на зовнішніх стінах, де можливе протікання покрівлі з карнизних ділянок і її загнивання,

поява поздовжніх тріщин за рахунок нерівномірного висихання деревини, вихід елементів із площини й втрата їхньої стійкості при відсутності поперечних вертикальних зв'язків, розлад вузлів при усушці й деформаціях елементів, сколювання ділянок, злами крокв'яних ніг при перевантаженні снігом і ін.

12.2. Переkritтя будівель старої забудови

У будинках старої забудови іноді застосовували як несучі конструкції склепіння при прольотах до 6 м. На рис. 10в показана конструкція склепінного переkritтя із пристроєм по ньому підлоги. Товщину склепіння призначали зміною по довжині від 0,5-1,0 цегли в середній частині прольоту (ключі) до 1,5-2,0 цегли у крайніх частинах прольотів (п'ятах). Обрис склепіння приймали по «третьній» дузі, тобто по $1/6$ частині окружності.

Наприкінці XIX в. переkritтя над підвалами й нежилими приміщеннями виконували переважно у вигляді цегельних, бетонних або залізобетонних склепінь по металевих балках (рис. 13). Відстань між балками при цегельних склепіннях - 1,0-1,4 м, бетонних - 1,1-1,2 м і залізобетонних - 1,2-2,9 м. Цегельні склепіння виконували однаковою товщиною в 0,5 цегли по всій довжині прольоту, бетонні й залізобетонні - змінної товщини від 45...100 мм у ключі до 150 мм у п'ят.

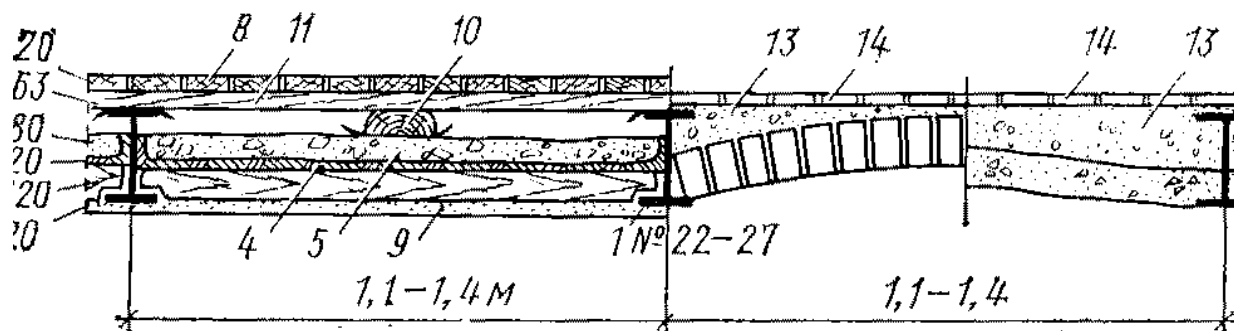


Рис. 13. Типи переkritть по металевим балкам

Дерев'яні переkritтя одержали найбільше поширення до 50-х років минулого століття й становили приблизно 80% всіх переkritть. Найчастіше прольоти переkritть становили 6...8 м, рідше 11 м. Середня відстань між несучими дерев'яними балками переkritть становило 1,1...1,2 м. Конструкції дерев'яних переkritть (рис. 14) відрізняються друг від друга поперечним перерізом несучих балок - із черепами, пазами й черепними брусками. Як накат використалися дошки товщиною 40 мм. По накаті виконували засипання зі

шлаків або із кроквяного сміття, а по лагах улаштовували чорний і чиста підлоги.

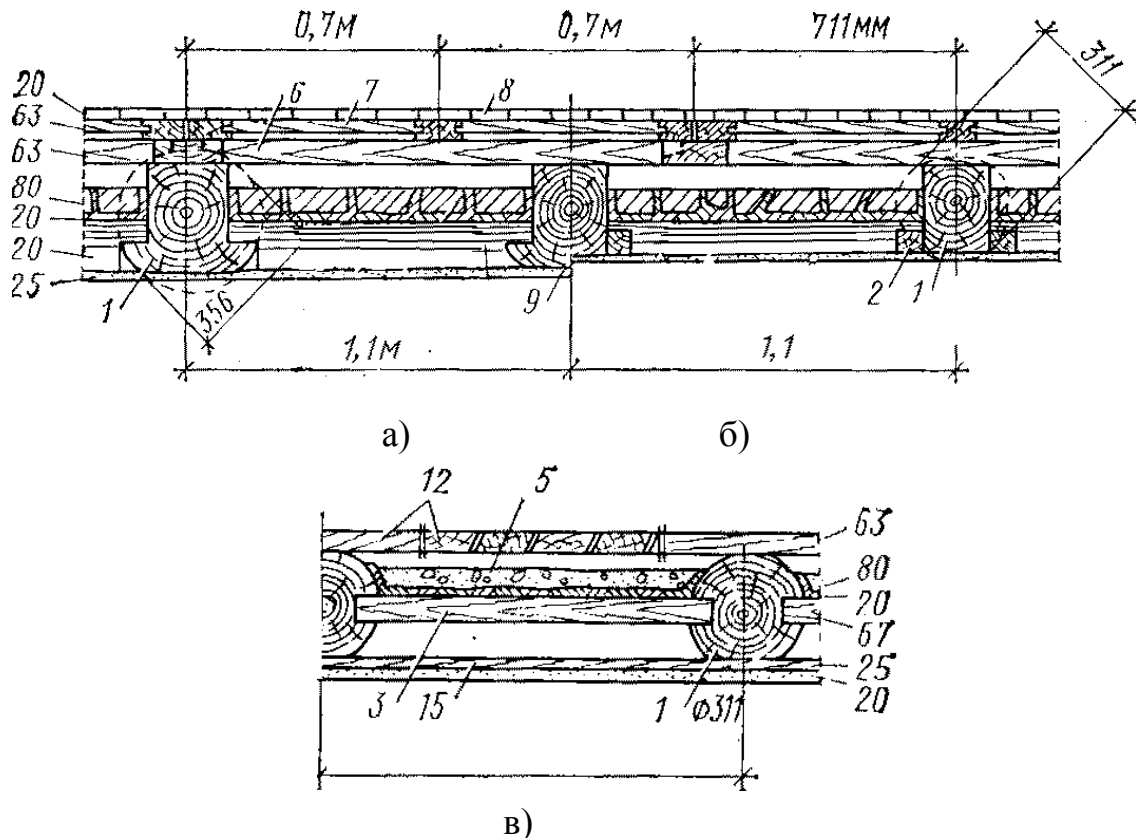


Рис. 14. Конструкції дерев'яних перекриттів:
 а) балки з черепами; б) балки з черепними брусками;
 в) балки з пазами

Комбіновані перекриття, що застосовуються з кінця XIX в., являють собою конструкцію з несучими металевими балками із прокатного швелера № 22-27 із кроком 1,1...1,4 м. Загальна висота комбінованого перекриття - приблизно 350 мм).

Для дерев'яних і комбінованих перекриттів найбільшу небезпеку представляють грибкові поразки, гниття в торцях балок під впливом підвищеної вологості й систематичного замочування.

12.3. Стіни будівель старої забудови

Стіни житлових і суспільних будинків. У більшості їх виконували із цегли, рідше з мілкорозмірних блоків або із природного каменю. З накопиченням досвіду проектування, будівництва й експлуатації товщину стін знижували як показані на узагальненій діаграмі (рис. 15). Стіни будинків виконували як різної товщини з обрізами в 0,5 цегли назовні або усередину

будинку, так і однакової товщини на всю висоту будинку. У внутрішніх стінах товщиною в 1,5-2,0 цегли, як і в зовнішніх, використовували стовщення.

При зведенні будинків застосовували різні типи кладок: шестирядну, цегляно-бетонну, цегляно-блокову, з повітряного теплоізоляційного прошарку й ін. Використовували різні види розшивок швів: пустошовку, у підрізування, косій та овальний шви, валик.

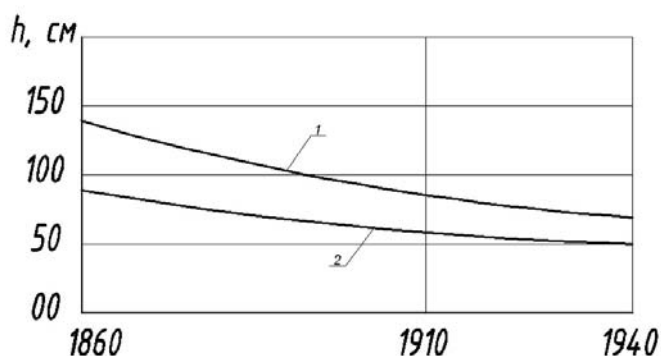


Рис. 15. Зміна товщини стін будівель у різні роки забудови:
1 – верхня межа; 2 – нижня межа

Просторова жорсткість цегельних будинків забезпечувалась великою кількістю поперечних й поздовжніх стін, несучих і не несучих навантаження від перекриття, а також анкеровкою балок перекриття і металевими зв'язками в стінах.

Віконні, дверні й в'їзні прорізи в цегельних стінах будинків перекривали арками, клінчатими перемичками.

В 20-і роки в практику ввійшли рядові перемички, що представляють собою кладку стіни над прорізами в межах 0,5 м по висоті на особливо міцному розчині, але на тонкій монолітній залізобетонній плиті.

В 40-х роках застосовували перемички у вигляді сталевих прокатних профілів, пізніше - залізобетонні перемички, які використовують дотепер.

У промислових будинках стіни, як правило, виконують у вигляді залізобетонного каркаса з вертикальними й горизонтальними залізобетонними збірними або монолітними елементами, із заповненням прорізів цегельною кладкою, з горизонтальними сталевими тяжами у швах кладки або з монолітними залізобетонними поясами.

12.4. Фундаменти будинків

Частіше виконувалися бутовими, бутобетонними або монолітними бетонними, у конструктивному відношенні - однакової ширини або розширювалися донизу плавно або уступами. У будинках з підвалами фундаменти облицьовували цеглою із внутрішньої сторони приміщень. В будинках не більш трьох поверхів фундаменти іноді виконували із цегли. Коли

для них застосовували, як це було треба, сильно обпечену цеглу, такі фундаменти не поступалися бутовим. Основні конструкції фундаментів показані на рис. 16.

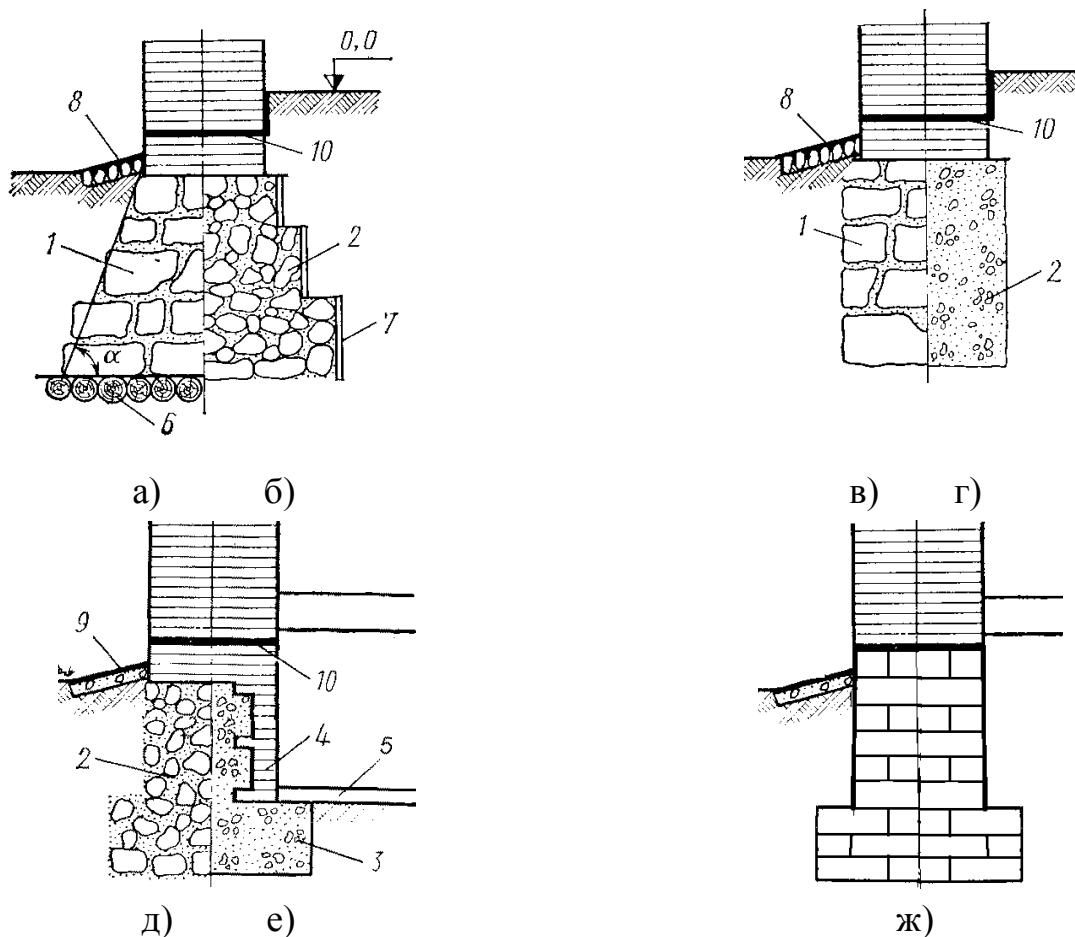


Рис. 16. Конструкції фундаментів будівель старої забудови:

- а) бутовий з розширенням донизу; б) бутобетонний з розширенням донизу;
- в) бутовий однієї ширини; г) бетонний однієї ширини; д) бутобетонний з подушкою основи; е) бетонний в будівлі з підвалом; ж) цегляний; 1 – бутова кладка; 2- бутобетон; 3 – бетон; 4 – цегельне облицювання; 5 – підлога підвалу; 6 – дерев'яні лежні; 7 – дошки опалубки; 8 – мощення по булижнику; 9 – мощення по бетонній основі; 10 – гідроізоляція

Гідроізоляції стін в старинних будівлях часто не було, або вона повністю зношена. З середини ХІХ ст. горизонтальна гідроізоляція стала обов'язковою конструкцією і виконувалась із шару жирного розчину состава 1:1 товщиною 40...45 мм (1 вершок), у вигляді литого асфальту товщиною 20 мм, трьох шарів добре обпаленої цегли на гарячому асфальтовому гудроні. З 20-х років ХХ ст. для гідроізоляції застосовують листові матеріали - толь, рубероїд.

Вертикальну гідроізоляцію з давнього часу влаштовували у вигляді

укладки шару глини між фундаментом і зовнішньою стіною котловану при його обратної засипки.

13. Визначення навантажень на будинки й спорудження, що підлягають реконструкції

При проведенні реконструкції об'єктів навантаження й впливи на конструкції і їхні елементи приймають відповідно до положень ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження й впливи», тобто як при проектуванні нових об'єктів. У ряді випадків може виникнути необхідність в уточненні навантажень і впливів у процесі проведення обстеження якщо:

відсутня первісна технічна документація або по ній неможливо визначити значення діючих навантажень;

є дані про невраховані раніше навантаження і впливи або про зміну їх значень і характеру в порівнянні з передбаченими в первісній технічній документації;

виявлено дефекти й ушкодження, що свідчать про невідповідність навантажень і впливів, передбачених у первісній технічній документації.

У процесі обстеження будинків, споруджень і окремих конструкцій при необхідності визначають види навантажень, способи їх передачі, схеми розташування, а також уточнюють атмосферні навантаження (вітрові, снігові, кліматичні температури). Постійні навантаження від стаціонарного устаткування, трубопроводів, промислових проводок, апаратів і інших установлюють за паспортним даними або за робочими кресленнями з урахуванням схеми передачі навантажень на конструкцію й можливу їхню зміну в експлуатаційних умовах.

У будинках і спорудженнях, де за умовами власного виробництва або рядом розташованих виробництв осаджується технологічна пил (наприклад, підприємства промисловості будівельних матеріалів) на покрівлях, характеристичне навантаження повинне призначатися з урахуванням даних натурних спостережень за інтенсивністю нагромадження пилу й періодичності її збирання. При необхідності більш точного обліку навантажень від пилу рекомендується визначати їх значення на основі спрямованого або випадкового відбору проб, що містять шари різної щільності. При випадковому відборі фактичне навантаження оцінюється методами математичної статистики із заданою ймовірністю сприятливих подій. У цьому випадку коефіцієнт варіації коректується з урахуванням показності вибірки.

Характеристичні вертикальні навантаження від мостових і підвісних

кранів визначають як за паспортним даними, так і зважуванням.

Якщо через деформації ґрунтів і колон цеху вироблялося рихтування підкранових рейок, фіксують уточнену схему прикладення кранових навантажень і враховують її в перевірочних розрахунках конструкцій будинків.

У розрахунках конструкцій враховують і додаткові зусилля, викликані підвищеними деформаціями основ під фундаментами або нижележачих конструкцій.

При проектуванні реконструкції всі навантаження ділять на постійні, змінні і епізодичні. Змінні навантаження у свою чергу - на тривалі й короткочасні. Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку за 4.3 використовуються чотири види розрахункових значень: граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне.

При виконанні робіт з реконструкції будинків і споруджень і при підсиленні окремих конструкцій необхідно прагнути до максимального зниження змінних навантажень, а якщо це можливо, то й постійних. Якщо розвантаження конструкцій неможливо або ускладнено, застосовують такі методи підсилення, які забезпечували б включення в роботу елементів і перерізів підсилення одночасно з основними конструкціями. Один із важливих моментів при реконструкції покрівель - оцінка можливого збільшення (або зниження) снігових і вітрових навантажень.

14. Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій, що обстежуються. Оцінка несучої здатності

Для визначення розрахункових характеристик (опорів) матеріалів конструкцій, що обстежуються, використовують неруйнуючі методи контролю або контроль за допомогою відбору зразків з конструкції з наступною їхньою обробкою й випробуванням у лабораторних умовах по методикам і стандартам. Місця відбору зразків для лабораторних випробувань і місця проведення випробувань неруйнуючими методами варто вибирати на більш характерних ділянках конструкцій з урахуванням діючих навантажень, величини й характеру руйнування конструкції, наявності тріщин. Враховуються також групи однотипних елементів, що забезпечує показність вибірки при статистичній обробці даних. При цьому ймовірність сприятливих подій для будівельних матеріалів приймається 0,95.

При оцінці міцності бетону вибирають такі розміри ділянки для випробування (або число однотипних конструкцій, наведених до однієї ділянки), на яких коефіцієнт варіації міцності відповідає умові $U \geq 0,135$, а

міцність бетону перебуває в межах $R = 0,7...1,3 \bar{R}$, де \bar{R} - середнє значення міцності.

Особливу увагу варто обрати на вибір місця відбору зразків для випробування, при цьому повинні бути забезпечені несуча здатність конструкції й придатність її до експлуатації.

Міцність матеріалу на стиск при використанні неруйнуючих методів контролю встановлюється як функція $R_i = F(x_i)$ механічної або фізичної характеристики бетону, отриманої досвідченим шляхом. Ця залежність називається тарувальною кривою й справедлива для даних приладу й виду матеріалу. Розрізняють механічні методи контролю, коли використовують у якості основних механічні характеристики матеріалів (деформативність, пружність, щільність, міцність) і фізичні методи, у яких міцність є функцією фізичних характеристик.

При необхідності тарувальні криві уточнюються за результатами випробування стандартних зразків.

При відборі бетонних зразків і зразків розчину кам'яної кладки для лабораторних випробувань їх розміри можуть відрізнятися від стандартних, тому при визначенні їх міцності варто вводити поправочний коефіцієнт α , що враховує масштабний фактор. На рис. 17 наведено графік зміни масштабного коефіцієнта для зразків бетону й розчину у формі кубиків.

Однією з головних міцнісних характеристик матеріалів є нормативний опір (для бетону розрахунковий опір при розрахунку по II групі граничних станів $R_{n.ser}$).

За результатами n одиничних випробувань одержують відповідне число значень міцності матеріалу R_i і обчислюють параметри стохастичного процесу: середню міцність бетону

$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n},$$

відхилення $\Delta = R_i - \bar{R}$,

середнє квадратичне відхилення (стандарт)

$$\sigma = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_n \Delta_n^2}{n - 1}}.$$

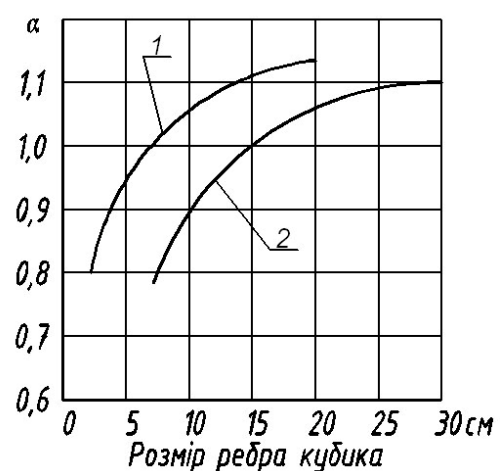


Рис. 17. Графік зміни масштабного коефіцієнту α :
1 – для розчину; 2 – для бетону

Нормативний опір оцінюють із заданою ймовірністю 0,95 для будівельних конструкцій за формулою:

$$R_{n.ser} = \bar{R} \left(1 - \beta \frac{\sigma}{\bar{R}}\right),$$

де $\frac{\sigma}{\bar{R}} = V$ – коефіцієнт варіації;

β - коригувальний коефіцієнт, що враховує обсяг вибірки й гарантовану забезпеченість результатів випробувань (табл. 3).

Таблиця 3 - Значення коригувального коефіцієнта β

n	5	7	9	12	15	20	50	∞
β	3,34	2,80	2,58	2,39	2,28	2,16	1,94	1,64

При визначенні нормативного опору матеріалу (по табл. 3) число випробувань повинне бути не менш 5.

Засоби переходу від нормативного опору до розрахункового й значення коефіцієнтів надійності (безпеки) за матеріалом встановлюють по відповідних нормах проектування конструкцій з конкретних матеріалів з урахуванням застосовуваних методів контролю міцності.

Розглянемо найпоширеніші з них.

Механічні методи неруйнівного контролю міцності бетону безпосередньо в експлуатованій конструкції засновані на оцінці пластичної деформації поверхневого шару бетону.

По наявних залежностях між розмірами відбитка й міцністю бетону R судять про опір бетону стиску. Відбиток на поверхні створюється каліброваною кулькою при впливі на нього заданого статичного або ударного динамічного навантаження. У роботі використовують прилади типу ДПГ-4, ПМ, КМ, молотки Фізделя, Кошкарова, склерометр Шмідта.

Механічні методи контролю міцності засновані на вимірі величини пружного відскоку підпружинених ударників від бетонної поверхні з наступним переходом до характеристики міцності бетону.

Зазначені методи прості, а використовувані прилади зручні при обстеженні конструкції й дозволяють одержувати об'єктивну оцінку міцності. Однак, вони мають і недоліки, головний з яких - оцінка міцності поверхневого шару бетону.

Крім того, показання приладів істотно залежать від стану поверхні бетону (шорсткості, раковини, присутності поблизу включень великого заповнювача), а також від ступеня корозійного ушкодження поверхневого шару.

На основі фізичних методів визначення міцності бетону використовують імпульсні (ультразвукові) і радіоізотопні прилади.

Більш достовірні дані про міцність бетону одержують при випробуванні в умовах об'ємного напруженого стану при відриві зі сколюванням, тому що в роботу включаються глибинні шари бетону (до 50 мм). Метод відриву зі сколюванням реалізується приладами типу ГПНВ (гідравлічний прес-насос Вольфа), укомплектованими стрижнями або розтискним конусом.

Самий точний метод - пряме випробування в лабораторних умовах зразків бетону у вигляді кубів або циліндрів, отриманих випилюванням з тіла обстежуваної конструкції.

Міцнісні характеристики цегли всіх видів, бетонних і природних каменів, а також кладки з них встановлюють за допомогою випробування зразків, відібраних безпосередньо на стандартному лабораторному устаткуванні відповідно до діючих норм, і ультразвуковим методом.

Фізико-механічні характеристики металевих і арматури залізобетонних конструкцій визначають лабораторними випробуваннями зразків, вирізаних з обстежуваних елементів. Клас стали встановлюють:

за результатами розтягання зразків (визначають границю текучості, тимчасовий опір, відносне подовження);

за випробуванням зразків на ударну в'язкість;

за результатами хімічного аналізу (визначають зміст елементів, передбачених нормами).

Відбір проб для випробування стали проводять окремо для кожної партії металу, до якої відносяться перерізи одного виду прокату (по номерах профілів, товщинах, марках стали), що входять в однотипні елементи конструкцій однієї черги будівництва.

Границя текучості, або тимчасовий опір, за результатами випробування зразків обчислюють по формулі

$$R_{no} = \bar{R}_n - \alpha_s \sigma,$$

де R_{no} – границя текучості R_{yno} , або тимчасовий опір $R_{ино}$;

\bar{R}_n - середнє арифметичне значення випробуваного параметра;

α_s – коригувальний коефіцієнт (табл. 4).

Таблиця 4 - Значення коригувального коефіцієнта

Кількість зразків	10	15	20	25	30	≥40
α_s	2,911	2,569	2,396	2,298	2,220	2,125

Формулу застосовують за умови $\sigma/\bar{R}_n < 0,25$, що свідчить про приналежності зразків до однієї партії стали.

Розрахункові опори болтів з відомим класом міцності варто визначати по нормах. Якщо ж клас болтів не відомий, розрахунковий опір приймають як для болтів класу міцності 4.6 при роботі на зріз, класу міцності 4.8 - при роботі на розтягання

Розрахункові опори заклепок з нормальними головками приймають рівним 160 МПа при роботі на зріз (сталь ст. 2, ст. 3), $1,7R_{y0}$ при роботі на зминання й 120 МПа при роботі на розтягання. Для заклепок з полупотайними або потайними головками вводиться понижуючий коефіцієнт 0,8 і робота таких заклепок на розтягання не допускається.

При проектуванні будівельної реконструкції виходять із того, що конструкції, що зберігають, повинні відповідати діючим на момент проектування нормам і вимогам розрахунку за граничними станами I і II груп. Можуть не підлягати розрахунковій перевірці несучої здатності по діючим на момент реконструкції нормам такі конструкції, у яких після 10-літньої експлуатації відсутні ушкодження, дефекти й фізичне зношування, а зміна умов подальше їхньої експлуатації не передбачається. Якщо навантаження на зазначені конструкції міняються, але при цьому зберігаються або знижуються зусилля, перевірочні розрахунки також можуть не проводитися.

Перевірочні розрахунки й розрахунки, що обґрунтовують можливість подальшої після реконструкції експлуатації, варто виконувати за умови, що:

виявлено дефекти й ушкодження, що знижують працездатність і експлуатаційні властивості конструкцій;

змінено режими експлуатації, при цьому навантаження й впливи міняються в несприятливу сторону;

реконструкція сполучена з перебудовою - заміною окремих елементів і їх частин, установкою додаткових елементів і конструкцій.

Для конструкцій, технічний стан яких класифіковане як справне, допускається обмежувати розрахунок із зіставленням внутрішніх зусиль від розрахункових навантажень зі значенням відповідних зусиль, наведених у первісній проектній документації.

При розрахунковій перевірці міцності й жорсткості елементів, що зберігають при реконструкції, і конструкцій всі нормовані розрахункові характеристики матеріалів установлюють залежно від визначальної міцності характеристики (границя текучості для сталі, кубикова міцність для бетону).

15. Дефекти й uszkodження конструкцій, будинків і споруджень

Одним з результатів обстеження є встановлення й опис дефектів по основних несучих конструкціях будинків і споруджень.

Дефекти й uszkodження окремих конструкцій, будинків і споруджень підрозділяються:

- по ступеню небезпеки

критичний дефект, при наявності якого використання конструкції по призначенню практично неможливо або неприпустимо;

значний дефект, що істотно впливає на використанні конструкції по призначенню, але не є критичним;

малозначний дефект, що істотно не впливає на використанні конструкції;

- по способах виявлення

явний дефект, для виявлення якого в нормативній документації передбачені відповідні правила, методи, засоби;

прихований дефект, для виявлення якого не передбачені відповідні правила, методи, засоби;

- по можливості усунення

переборний дефект, усунення якого технічно можливо й економічно доцільно;

непереборний дефект, усунення якого технічно неможливо або економічно недоцільно.

Вся сукупність причин, що викликають зниження несучої здатності будинку або спорудження в цілому й окремих елементах може бути умовно розділена на дві групи причин - внутрішнього й зовнішнього характеру.

До причин внутрішнього характеру відносять якість проектування, виготовлення й монтажу, фізико-хімічні процеси, що протікають у матеріалах, навантаження й процеси, що виникають при експлуатації.

До причин зовнішнього характеру відносять кліматичні впливи (температуру, вологість, сонячну радіацію), фактори навколишнього середовища (вітер, пил, пісок, наявність в атмосфері агресивних з'єднань, біологічні фактори), а також умови експлуатації.

Дефекти проектування, як правило, зв'язані в нераціональними або помилковими конструктивними рішеннями, невідповідністю розрахункової схеми дійсним умовам роботи, відхиленнями від норм проектування й т.п.

Дефекти виготовлення визначаються відхиленнями від проектних геометричних розмірів, зниженням міцності й підвищенням проникності матеріалу в порівнянні із проектними, порушеннями армування, товщини

захисного шару, наявністю тріщин, раковин, каверн у зварених з'єднаннях.

Дефекти монтажу й зведення проявляються в зсувах конструкцій від проектного положення, недостатньої площі опирання, низькій якості монтажних з'єднань, неякісному виконанні антикорозійного захисту, гідроізоляції й т.д.

Порушення правил експлуатації найчастіше веде до механічних ушкоджень несучих конструкцій. Тут слід зазначити практикуємі необґрунтовані дії експлуатаційного персоналу, пов'язані із пробиванням отворів, прорізів оголенням і вирізкою арматури, ударами при переміщенні вантажів або устаткування й ін.

Конструктивно-технологічні ушкодження й дефекти будинків і споруджень викликаються двома групами причин:

- перевантаженнями конструкцій зовнішніми або внутрішніми зусиллями й перерозподіл навантажень у загальній системі споруджень;
- фізичним зношуванням матеріалів конструкцій.

Дія навколишнього середовища й кліматичних факторів сприяє появі дефектів і ушкоджень, таких як корозійне руйнування бетону, утворення тріщин уздовж арматурних стрижнів, у результаті чого оголюється арматура й збільшується інтенсивність корозії. Сезонні коливання температури викликають руйнування цегли й бетону, лакофарбових покриттів металевих конструкцій, що приводить до значного зниження експлуатаційних якостей. Невдале конструювання вузлів і стиків у багатьох випадках приводить до прискореного корозійного руйнування внаслідок утворення застійних зон, нещільностей у зварених і болтових з'єднаннях. Вплив зовнішніх діянь на довговічність конструкцій настільки різноманітно, що вимагає ретельного аналізу кожного з виявлених при обстеженні дефекту або ушкодження.

Перелік дефектів і ушкоджень конструкцій для кожного будинку або спорудження оформляють у вигляді відомості й класифікують відповідно до категорії стану.

Знаючи реальні дефекти в конструкціях (вид і характер тріщин, величина їхнього розкриття, розмір і положення дефектних ділянок, характеристики міцності матеріалів, стан, клас і кількість арматури, закладних деталей, металевих ділянок і конструкцій) і дані по навантаження на конструкції після реконструкції, виконують перевірочні розрахунки елементів з обліком їхньої статичної схеми роботи.

При виконанні перевірочних розрахунків конструкцій ураховують їх стан і наявність дефектів, ступінь зниження геометричних характеристик елементів і міцнісних характеристик матеріалів.

16. Підсилення залізобетонних конструкцій

16.1. Загальні принципи підсилення конструкцій

Підсилення - це комплекс заходів, що забезпечують нормальні умови експлуатації будинків і конструкцій і полягають у збільшенні несучої здатності елементів у порівнянні з наявною на момент проведення обстеження.

Підсилення потрібно проводити й у випадках, коли:

- при реконструкції будинків і споруд відбувається збільшення навантаження за рахунок підвищення поверховості, заміни перекриттів на більш важкі, установки нового обладнання;

- при зміні в процесі реконструкції розрахункових і конструктивних схем як окремих несучих елементів, так і будинків у цілому.

Підсилення може бути тимчасовим, розрахованим на період монтажу і демонтажу конструкцій чи устаткування, в аварійних ситуаціях - до ухвалення рішення з постійного підсилення, і постійним, здійснюваним для забезпечення несучої здатності і довговічності конструкцій.

Класифікацію способів підсилення конструкцій можна представити в узагальненому вигляді (рис. 18).

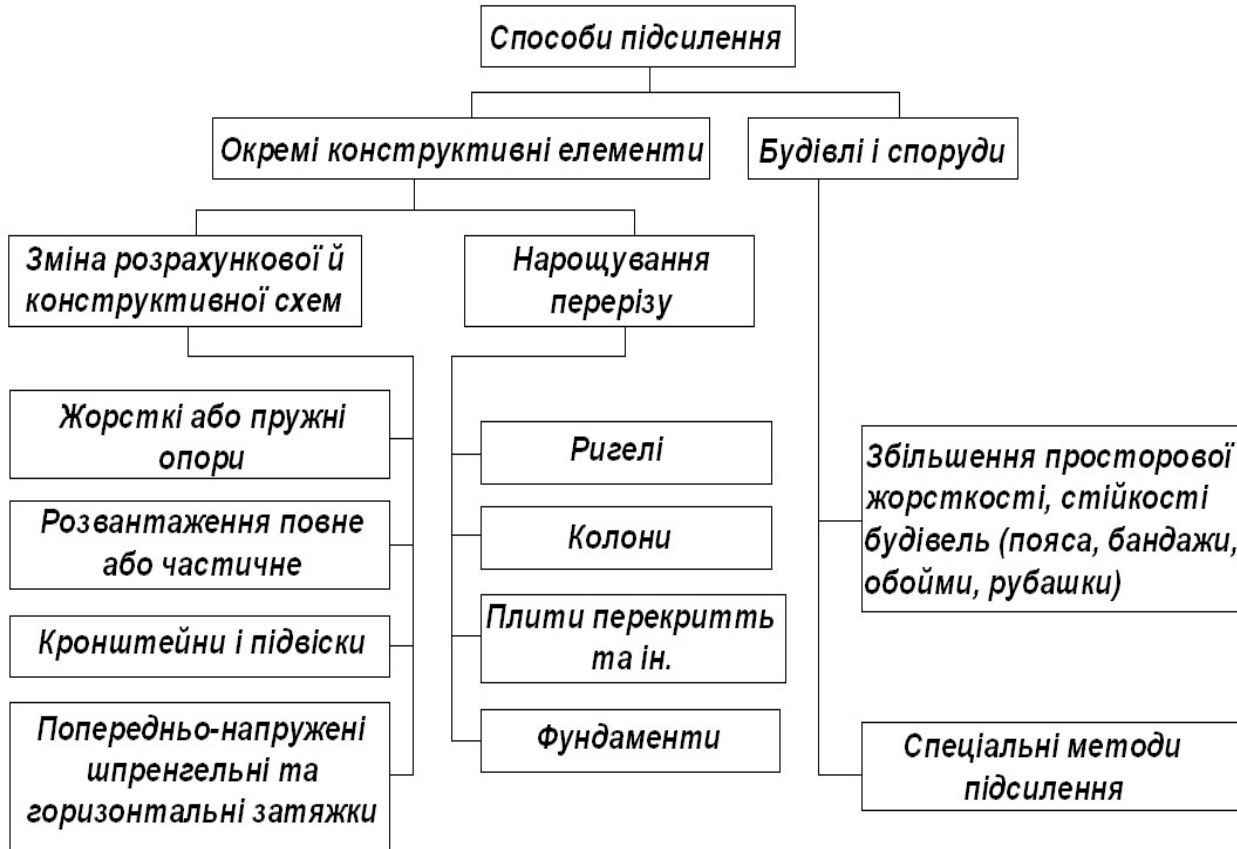


Рис. 18 – Класифікація способів підсилення

16.2. Розрахунок і конструювання підсилення стиснутих залізобетонних елементів

Найбільше поширення одержали способи підсилення колон та інших стиснутих залізобетонних елементів шляхом нарощування перерізу, яке може бути залізобетонним чи сталевим, а по конструкції у плані - одно-, дво-, тристороннім чи замкнутим. В останньому випадку це називається обоймою.

За умовою передачі навантаження на колону до і після підсилення розрізняють два варіанти обойм - звичайні й попередньо напружені. Перший варіант обойм (сталевих чи залізобетонних) передбачають у тому випадку, якщо є можливість повного чи часткового розвантаження підсилюваної колони на момент її підсилення. Навантаження знімають безпосередньо або за допомогою тимчасових стояків-опор, що розвантажують, з піддомкращуванням (рис. 19).

Для армування обойм використовують поздовжню стрижневу і поперечну арматуру, що не зв'язана з арматурою основного перерізу. Товщина обойми залежить від рівня підсилення і звичайно коливається в межах 50...300 мм. Переріз поздовжньої арматури розраховують, а її діаметр повинен бути не менше 16 мм. Поперечну арматуру приймають конструктивно, діаметр призначають у межах 6...8 мм зі сталі класу А240С. Крок поперечної арматури не повинен перевищувати 15 діаметрів робочої поздовжньої арматури, триразової товщини обойми чи 200 мм. У місцях концентрації напружень крок хомутів зменшують у 2 рази.

Ефективно працює обойма з поперечною арматурою у вигляді спіralи з дротової арматури діаметром не менше 6 мм.

Підсилення залізобетонними обоймами показане на рис. 20 а,б.

При підсиленні колон нарощуванням перерізу (рис. 21) рекомендується приймати спеціальні сполучні елементи, які приварюють до основної арматури підсилення. При значному пошкодженні поздовжньої і поперечної арматур підсилення нарощуванням перерізу недоцільне.

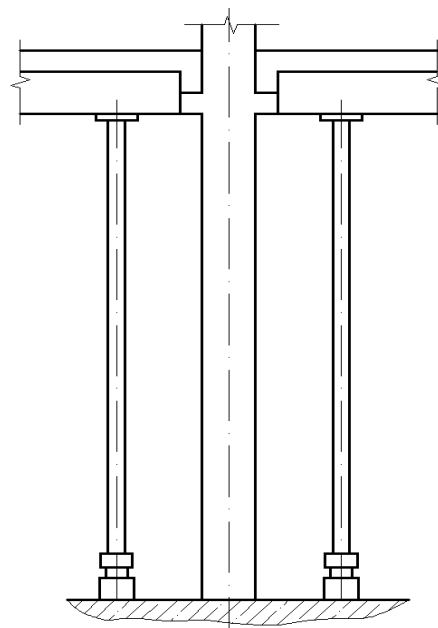


Рис. 19 – Розвантажування колон піддомкращуванням перед підсиленням

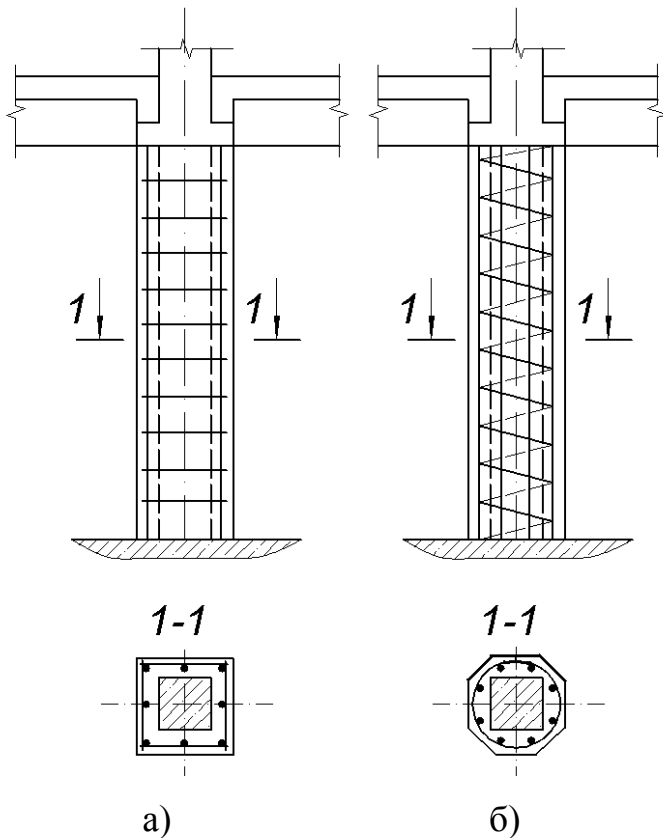


Рис. 20 – Варіанти підсилення колон залізобетонними обоймами

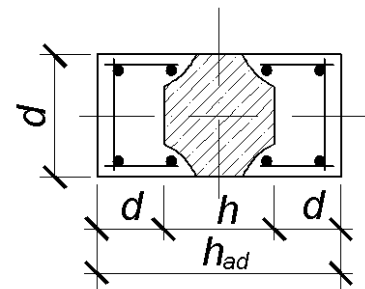


Рис. 21 – Підсилення нарощуванням перерізу

При підсиленні нарощуванням перерізу колон залізобетонною обоймою конструктивні вимоги наступні:

міцність бетону перерізу підсилення повинна бути не нижче міцності бетону основного перерізу;

коефіцієнт поздовжнього вигину для підсиленої колони і коефіцієнт армування перерізу підсилення приймають, по можливості, рівними коефіцієнтам для основного перерізу;

передбачають заходи щодо поліпшення спільної роботи підсилюваного і нового перерізів (насічка, промивання водою, адгезійна обмазка поверхні контакту, застосування спеціальних адгезійних добавок).

При підсиленні центрово й позацентрово стиснутих колон під навантаженням застосовують металеві обойми з попереднім їх напруженням. Складовими частинами таких обойм є стояки з куткового профілю, установлені по гранях колон, сполучні планки між ними й опорні підкладки з кутиків чи листового металу.

Попереднє напруження для включення обойм у спільну роботу з колоною може здійснюватися за допомогою спеціальних гвинтових пристроїв чи влаштуванням системи попередньо напружених розпірок, що можуть бути й

однобічними (рис. 22).

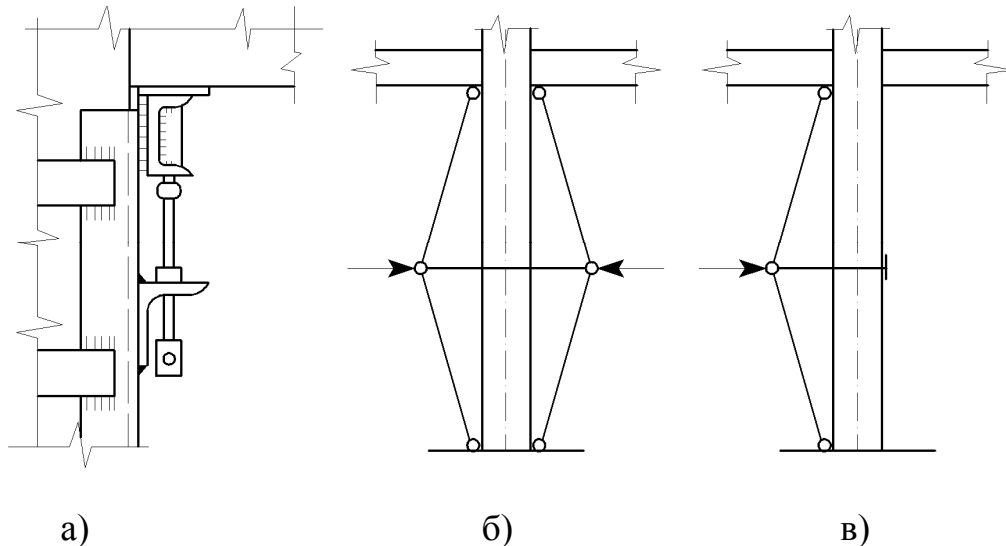


Рис. 22 – Конструкції для створення попереднього напруження у сталевих обоймах: а - гвинтовий упор; б –попередньо напружена розпірка з двох сторін; у - те ж з однієї сторони

Після випрямлення двосторонніх розпірок і включення в спільну роботу з підсилюваною колоною їх поєднують у єдину систему приварюванням планок по вільних бічних гранях. У місцях перегину розпірок приварюють додаткові накладки, чим компенсують відсутню в цих місцях площу перерізу вертикальних стояків.

Попереднє напруження в розпірках для їх ефективного включення в спільну роботу призначають у межах 70...100 МПа.

Розрахунок підсилення позацентрово стиснутих елементів з подвійною арматурою при прямокутній формі перерізу (рис. 23) виконують у такий спосіб.

Для першого випадку позацентрового стиску при $\xi \leq \xi_R$ (випадок великих ексцентриситетів) несуча здатність перерізу:

$$N_{tot} e_{red} \leq R_{b.ad} db (h_{o.ad} - 0,5d) + R_b b x_1 (h_{o.red} - 0,5x_1) + N'_{s.ad} (h_{o.red} - a'_{ad}) + N'_s (h_{o.red} - d - a'), \quad (1.1)$$

висота стиснутої зони перерізу:

$$x_1 = \frac{N_{tot} + N_{s.ad} + N_s - N'_{s.ad} - N_{b.ad} - N'_s}{bR_b}, \quad (1.2)$$

при цьому $\xi = \frac{x_1 + d}{h_{o.red}}$ і $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}$ визначають по бетону й арматурі з меншою міцністю.

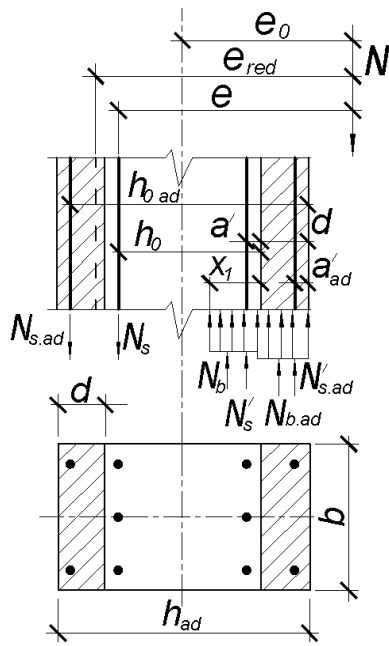


Рис. 23 – Розрахункова схема підсилення позацентровано-стиснутого перерізу

Висоту перерізу нарощування d призначають, виходячи з досвіду відомих конструктивних рішень. Можна також скористатися орієнтованою залежністю:

$$d = h_o \frac{R_b}{R_{b.ad}} \left(1 - \frac{Ne_o}{N_{tot} e_{o.tot}} \right) \quad (1.3)$$

У виразах (1.1) і (1.2) прийняті значення:

$$\left. \begin{aligned} e_{red} &= e + d \left(1 - \frac{Ne_o}{N_{tot} e_{o.tot}} \right); \\ h_{o.red} &= e_{red} - e_o + \frac{h}{2} + d; \\ e &= e_o + \frac{h}{2} - a; N'_s = A'_s R_{sc}; N''_{s.ad} = A''_{s.ad} R_{sc.ad}; \\ N_s &= A_s R_s; N_{s.ad} = A_{s.ad} R_{s.ad}; N_{b.ad} = b d R_{b.ad} \end{aligned} \right\} (1.4)$$

Для другого випадку позацентрового стиску при $\xi > \xi_R$ (випадок малих ексцентриситетів), коли для підсилення застосовують бетони класів не вище В30 і арматуру класів, що напружується, А240, А300С, А400С, висота стиснутої зони:

$$x_1 = \frac{N + A_{s.ad} \sigma_{s.ad} + A_s \sigma_s - A'_{s.ad} R_{sc.ad} - A'_s R_{sc} - b d R_{b.ad}}{b R_b}, \quad (1.5)$$

$$\text{де } \sigma_s = \left(2 \frac{1 - \frac{x_1 + d}{h_{o.red}}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s; \sigma_{s.ad} = \left(2 \frac{1 - \frac{x_1 + d}{h_{o.red}}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_{s.ad}. \quad (1.6)$$

Розрахунок підсилення центрально стиснутої колони залізобетонною обоймою. Існуючий переріз залізобетонної колони ($A = b_c h_c$) при заданих коефіцієнті армування μ , класах бетону й арматури, а також з урахуванням розрахункової схеми має несучу здатність N_u .

При додаванні до колони зусилля $N_{tot} > N_u$, підсилення розраховують на різницю зусиль $N_{tot} - N_u$.

Умова міцності підсиленого обоймою перерізу має вигляд:

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s) + \eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} A_{ad} + R_{sc.ad} A'_{s.ad}). \quad (1.7)$$

Другий доданок у (1.7) являє собою несучу здатність обойми за умови її

спільної роботи з основним перерізом підсилюваної колони. Тоді

$$N_{tot} - N_u = \eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} A_{ad} + R_{sc.ad} A'_{s.ad}) \quad (1.8)$$

і

$$A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{\eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} - \mu_{ad} R_{sc.ad})}, \quad (1.9)$$

де $\gamma_{ad} = 0,75$ – коефіцієнт умови роботи обойми;

$$\mu_{ad} = \frac{A'_{s.ad}}{A_{ad}} - \text{коефіцієнт армування обойми.}$$

При конструюванні рекомендується приймати міцність бетону і арматури обойми, близьку до міцності для основного перерізу, а для коефіцієнта армування обойми - $\mu_{ad} \approx \mu$. Крім того, приймають

$$\eta_{red} = \eta; \varphi_{red} = \varphi.$$

Тоді $A_{tot} = A + A_{ad}$ і при квадратному перерізі

$$h_{c.tot} = b_{c.tot} = \sqrt{A_{tot}}.$$

Необхідний переріз арматури підсилення

$$A_{s.ad} = \mu_{ad} A_{ad}.$$

Несучу здатність підсиленого перерізу перевіряють за (1.7).

Приклад 1. Розрахувати й сконструювати підсилення колони залізобетонною обоймою на навантаження $N_{tot} = 2353$ кН. Розрахункова довжина колони $l_o = 4,45$ м, поперечний переріз $b_c h_c = 30 \times 30 = 900$ см², бетон класу В25, арматура 4 \varnothing 25А400С ($A_s = 19,63$ см²). При розрахунку несучої здатності отримане $\eta = 1,0$; $\varphi = 0,88$; $N_u = 1664$ кН; $\mu = 0,0218$.

Для перерізу обойми призначаємо бетон класу В25, арматуру класу А400С, $\gamma_{ad} = 0,75$.

Розрахунок обойми. Визначаємо площу перерізу бетону обойми:

$$A_{ad} = (N_{tot} - N_u) / (R_{b.ad} + \mu_{ad} R_{s.ad}) \gamma_{ad} \varphi,$$

$$A_{ad} = (2353 - 1604) / (1,45 + 0,0218 \cdot 36,5) 0,75 \cdot 0,88 = 464 \text{ см}^2.$$

Сумарна площа перерізу підсиленої колони

$$A_{tot} = A + A_{ad} = 900 + 464 = 1364 \text{ см}^2.$$

Необхідний розмір квадратного перерізу підсиленої колони

$$h_{c.tot} = \sqrt{A_{tot}} = 36,9 \text{ см.}$$

З урахуванням мінімальної товщини обойми 50 мм приймаємо

$$h_{c.tot} = 40 \text{ см, тоді } A_{ad} = A_{tot} - A = 1600 - 900 = 700 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умови $\mu \approx \mu_{ad}$, визначаємо необхідну площу перерізу арматури обойми

$$A'_{s.ad} = \mu A_{ad} = 0,0218 \cdot 700 = 15,26 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за сортаментом 4Ø22 А400С ($A'_{s.ad} = 15,20 \text{ см}^2$).

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу

$$N_{u.tot} = \eta \varphi (R_b A + R_{b.ad} A'_{ad} \gamma_{ad} + A'_s R_{sc} + A'_{s.ad} R_{sc.ad} \gamma_{ad});$$

$$N_{u.tot} = 1 \cdot 0,88 (1,45 \cdot 900 + 1,45 \cdot 700 \cdot 0,75 + 19,63 \cdot 28,0 + 15,20 \cdot 36,5 \cdot 0,75);$$

$$N_{u.tot} = 2502 \text{ кН} > N_{tot} = 2353 \text{ кН}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

Розрахунок підсилення залізобетонної колони сталеву обоймою і попередньо напруженими розпірками

Як і у випадку підсилення залізобетонною обоймою розрахунок виконуємо на збільшення зусилля N_{tot} і несучої здатності N_u підсилюваного перерізу.

Переріз вертикальних стояків обойми з прокатного профілю з розрахунковим опором R_y визначаємо за формулою:

$$A_y = (N_{tot} - N_u) / \varphi_y \gamma_y R_y, \quad (1.10)$$

де φ_y - коефіцієнт поздовжнього вигину обойми, приймається рівним для підсилюваної колони; γ_y - коефіцієнт умов роботи сталеві обойми.

За сортаментом підбираємо чотири профілі, установлюємо їх по кутах підсилюваної колони і попарно з'єднуємо на зварюванні поперечним планками з кроком $l_n \leq 40i$, де i - радіус інерції профілю.

Міцність перерізу визначаємо за формулою:

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_y A_y R_y) \quad (1.11)$$

При підсиленні попередньо напруженими розпірками розраховуємо їхню стійкість при введенні в роботу. Визначаємо гнучкість $\lambda = 0,5l_o/i$, з таблицями знаходимо коефіцієнт поздовжнього вигину φ і напруження в розпірках:

$$\sigma = R_y \varphi. \quad (1.12)$$

Для забезпечення спільної роботи розпірки з підсилюваною колоною створюємо попереднє напруження σ_{sp} в межах 70...100 МПа, дотримуючи умови $\sigma_{sp} < \sigma$.

Початковий зсув стику розпірок від поверхні колони (рис. 24):

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{l_o + \Delta l}{2}\right)^2 - \left(\frac{l_o}{2}\right)^2}, \quad (1.13)$$

де $\Delta l = \sigma_{sp} l_o / E_s$ - задане подовження розпірки.

Міцність підсиленого розпірками перерізу перевіряємо за (1.11). Коефіцієнт умови роботи приймаємо $\gamma_y = 0,9$.

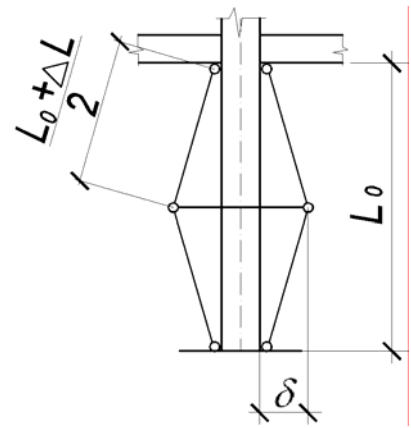


Рис. 24 – Схема розпірок

Приклад 2. Підсилити залізобетонну колону (дані з прикладу 1) попередньо напруженими розпірками з куткового профілю (сталь марки С235, $R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$).

Розрахунок. Визначаємо переріз розпірок

$$A_y = (N_{tot} - N_u) / \varphi_y \gamma_y R_y = (2352 - 1664) / 0,88 \cdot 0,9 \cdot 23,0 = 38,62 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо $4 \angle 90 \times 7$ ($A_y = 49,2 \text{ см}^2$), $i = 2,77 \text{ см}$.

Кутики з'єднуємо між собою сталевими планками $80 \times 8 \text{ мм}^2$ із кроком $l_n \leq 40i = 40 \cdot 2,77 = 110 \text{ см}$. Приймаємо $l_n = 60 \text{ см}$.

Перевіряємо стійкість розпірок при введенні їх у роботу: гнучкість $\lambda = 0,5 l_o / i = 0,5 \cdot 445 / 2,77$; $\varphi = 0,625$.

Напруження в розпірці $\sigma = R_y \varphi = 23,0 \cdot 0,625 = 14,06 \text{ кН}$. Приймаємо попереднє напруження в розпірці $\sigma_{sp} = 90 \text{ МПа} = 9,0 \text{ кН/см}^2 < \sigma = 14,06 \text{ кН/см}^2$.

Визначаємо початковий зсув стику розпірок від поверхні колонни:

$$\Delta l = \sigma_{sp} l_o / E_s = 9 \cdot 445 / 2 \cdot 10^4 = 0,2 \text{ см}.$$

Довжина двох розпірок до монтажу має бути

$$l_o = \Delta l = 445 + 0,2 = 445,2 \text{ см}.$$

Зсув стику розпірок

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{445,2}{2}\right)^2 - \left(\frac{445}{2}\right)^2} = 6,67 \text{ см}.$$

З урахуванням піддатливості стиків у вузлах приймаємо $\delta = 10 \text{ см}$.

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу

$$\begin{aligned} N_{u,tot} &= \eta \varphi (A R_b + A'_s R_{sc} + \gamma_y R_y A_y) = \\ &= 1,0 \cdot 0,88 (900 \cdot 1,45 + 19,63 \cdot 28,0 + 0,9 \cdot 23,0 \cdot 49,2) = 2508 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$N_{u,tot} = 2508 \text{ кН} < N_{tot} = 2352 \text{ кН}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

16.3. Підсилення стержневих елементів, що згинаються

Розглянемо конструктивні рішення підсилення стержневих елементів, що згинаються (ригелів, прогонів), користаючись загальною класифікацією (рис. 18).

Зміна конструктивної і розрахункової схем. Один з найпростіших способів підсилення - підведення під конструкцію твердих чи пружних опор. При підсиленні перекриттів над підвалами чи над приміщеннями, в яких установка додаткових елементів підсилення не перешкоджає їхньому нормальному використанню, під балки встановлюють тверді чи пружні опори на самостійних фундаментах, або на нижчележачих перекриттях (рис. 25). Включення в спільну роботу елементів підсилення і перекриттів не становить складностей, а порядок його здійснення може бути визначений розрахунком. Можливі варіанти з влаштуванням зазорів і без них за умови зняття навантаження чи за допомогою розклинювальних прокладок, якщо розвантаження утруднено. Як приклад на рис. 25 показано підсилення з підведенням твердої опори і зміна в результаті цього зусиль у конструкції.

Різновидом опор є рішення з підведенням порталів (рис. 26); використання тяжів-шпренгелів (рис. 27), а також застосування конструкцій, що розвантажують, як під балками, та і над ними (рис. 28).

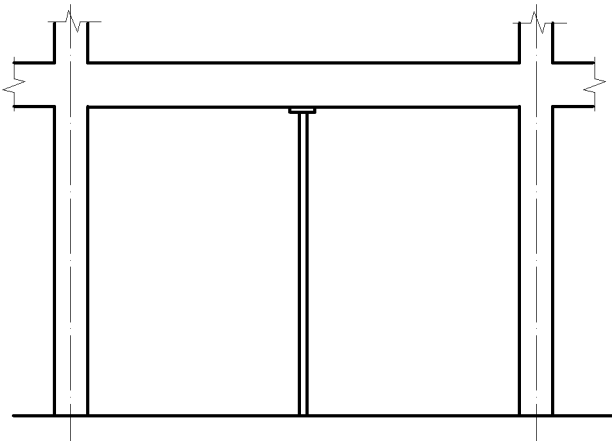


Рис. 25 – Підсилення балки із підведенням жорсткої опори

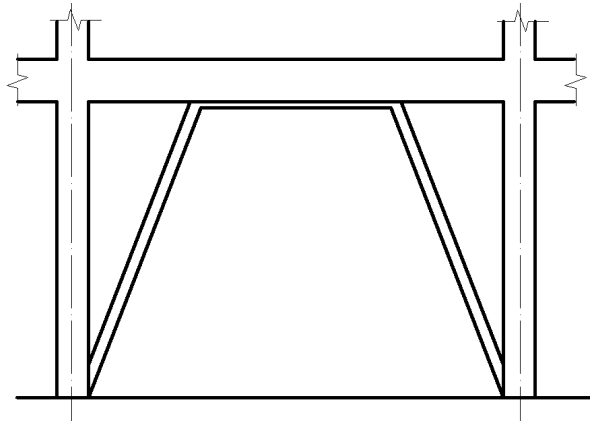


Рис. 26 – Влаштування portalу

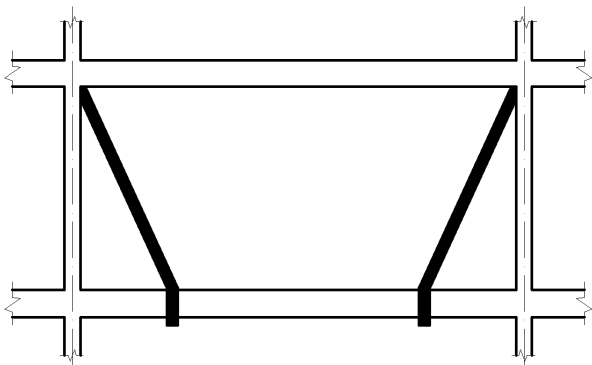


Рис. 27 – Підсилення балки тяжами

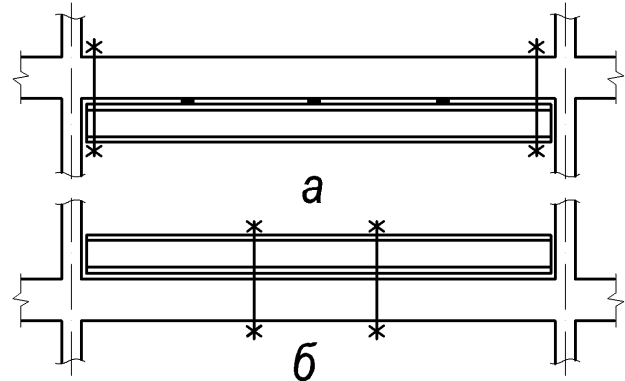


Рис. 28 – Підсилення балки елементами, що розвантажують: а – під перекриттям; б – над перекриттям

При підсиленні конструкціями, що розвантажують, немає необхідності у влаштуванні нових фундаментів, тому що при цьому ефективно використовуються існуючі колони й фундаменти.

Підсилення елементами, що розвантажують (залізобетонними чи сталевими балками і фермами) є частковим, тому що конструкція, яка розвантажує, сприймає частину навантаження, яке не може сприйняти існуюча конструкція. Зв'язки (опори) між підсилюваною і конструкцією, що розвантажує, забезпечують однакові прогини елементів системи. Вони можуть бути регульованими, у тому числі у процесі роботи під навантаженням. Якщо прогини складених елементів однакові (забезпечується спільна деформація по прогинах) сумарний момент системи

$$M_c = M_1 + M_2,$$

де M_1, M_2 - момент, сприйманий відповідно підсилюваною конструкцією й елементом, що розвантажує.

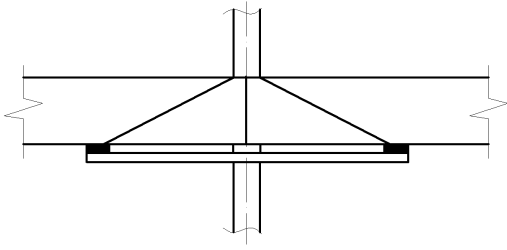
Співвідношення цих моментів обчислюють з урахуванням власної жорсткості складених конструкцій, використовуючи залежність

$$M_1/B_1 = M_2/B_2, \quad (1.14)$$

де B_1, B_2 - жорсткість відповідно підсилюваної і конструкції, що розвантажує.

Якщо необхідно сприйняти все додаткове навантаження без її прикладання до існуючої конструкції, забезпечують передачу її на конструкції, які не мають зв'язку з конструкцією, що розвантажується. Для цього в плиті існуючого перекриття пробивають отвори, через які пропускають опорні елементи таким чином, щоб навантаження від них не передавалося на конструкції, що розвантажуються. При цьому елемент, що розвантажується, розраховують як новий на все додаткове навантаження, а сам елемент працює самостійно.

До розглянутої групи можна віднести і підсилення елементів, що згинаються, попередньо напруженими горизонтальними і шпренгельними зтяжками. Зтяжки не мають зчеплення з бетоном основного перерізу, розташовуються за його межами і є зовнішніми елементами, а створювані ними зусилля розглядаються як зовнішні для підсилюваних конструкцій. Після підсилення елемент, що згинається, перетворюється у позацентрово стиснутий і його розрахункова схема змінюється.



Для багатопрогонних балок, а також для балок у системі рам зручно використовувати кронштейни, що розвантажують (рис. 29), які дозволяють знизити максимальний згинальний момент у

Рис. 29 – Підсилення кронштейнами, що розвантажують

Нарощування перерізу. У ряді випадків доцільно при підсиленні залізобетонних елементів, що згинаються, використовувати нарощування перерізу. Воно може бути в окремих зонах (стиснутій чи розтягнутій) чи по всьому периметру перерізу. В останньому випадку нарощування називають обіймою.

Мінімальна товщина шару нарощування визначається умовами збереження захисного шару, вимогами технології провадження робіт при укладанні бетону і дорівнює 50 мм. При нарощуванні перерізу розтягнутої зони часто застосовують торкретування. Тоді товщина шару може бути знижена до 30...40 мм.

В усіх випадках нарощування необхідно забезпечити спільну роботу старого і нового перерізів - надійне зчеплення по поверхні контакту, а також включення арматури нового перерізу в роботу на розтягання без прослизання.

Для створення надійного зчеплення між старим і новим бетонами на поверхні підсилюваного елемента роблять насічку, ретельно очищають її від пилу і бруду, промивають водою під тиском. Арматуру підсилення приварюють до існуючого стержня шляхом сколювання на окремих ділянках бетону захисного шару. До основної арматури приварюють коротиші діаметром 10...30 мм, довжиною 50...100 мм і з кроком 200...1000 мм, а до коротишів - стержні підсилення. Якщо арматура підсилення віддалена від основної арматури на відстань більше 50 мм, її приварюють до основної за допомогою похилих відігнутих стержнів, хомутів, а потім бетонують. Приклади підсилення нарощуванням перерізу показані на рис. 30 а, б, в.

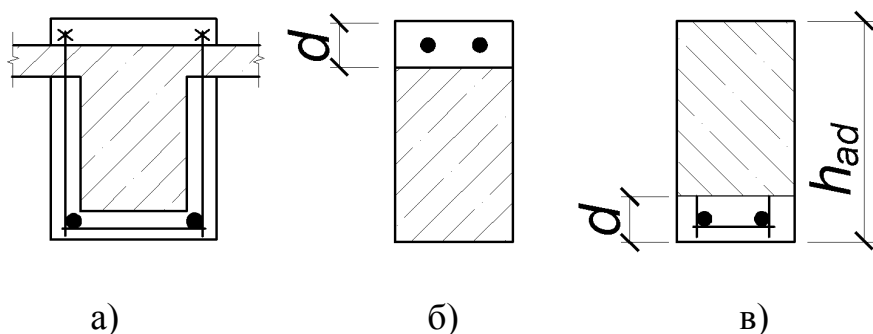


Рис. 30 – Підсилення балок нарощуванням перерізу:
а – обіймами; б – стиснутої зони; в – розтягнутої зони

При підсиленні нарощуванням застосовують бетон класу за міцністю не нижче класу бетону в основному перерізі, арматуру класу не нижче класу арматури основного перерізу.

Конструкції підсилення розраховують згідно із діючими нормами за граничними станами першої і другої груп за умови забезпечення надійного з'єднання між собою підсилюваних і підсилюючих частин.

Уведемо основні позначення величин:

- M, M_{tot} - зовнішній згинальний момент відповідно до й після підсилення;
- $M_u, M_{u.tot}$ - несуча здатність згинального елемента відповідно до і після підсилення;
- d - висота перерізу нарощування;
- $A_{s.ad}$ - площа арматури при підсиленні;
- $R_{s.ad}, R_{b.ad}$ - розрахунковий опір відповідно арматури і бетону підсилюючих елементів;
- $A_{s.red}$ - наведена площа арматури.

Розрахунок підсилення шпренгельною стяжкою. Зусилля, що передаються на ригель від шпренгеля, вважаються зовнішніми, при цьому відомі згинальні моменти в найнебезпечнішому перерізі елемента до (M) і після (M_{tot}) підсилення, а також усі параметри перерізу (рис. 31). Виконують конструювання шпренгеля (призначають $a; a_1; c_1$).

Визначають зусилля у стяжці шпренгеля (розпір):

$$N = (M_{tot} - M_u) / c; \quad (1.15)$$

і площу перерізу стяжки:

$$A_{sp} = N / \gamma_{sp} R_{sp}, \quad (1.16)$$

де γ_{sp} - коефіцієнт умов роботи арматури стяжки, $\gamma_{sp} = 0,8$.

Стяжка передає на ригель розпірне зусилля N і вертикальну реакцію:

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (1.17)$$

які створюють опорний момент

$$M_{on} = N \cdot c_1 \quad (1.18)$$

і прольотний момент

$$M_v = -V \cdot a. \quad (1.19)$$

Сумарний прольотний момент після підсилення:

$$M_{np.} = M_{tot} + M_{on} + M_v. \quad (1.20)$$

Приводимо систему зовнішніх сил до однієї сили N з ексцентриситетом:

$$e_o = M_{np.} / N \quad (1.21)$$

Тоді ексцентриситет сили N щодо розтягнутої арматури

$$e = e_o + h_o - y.$$

Міцність підсиленого перетину:

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a'). \quad (1.22)$$

Висоту стислої зони визначаємо, виходячи з умови рівноваги:

$$N + R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s, \quad (1.23)$$

$$x = (N + A_s R_s - R_{sc} A'_{sc}) / R_b b, \quad (1.24)$$

при цьому повинна дотримуватися умова:

$$\xi = \frac{x}{h_o} \leq \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}. \quad (1.25)$$

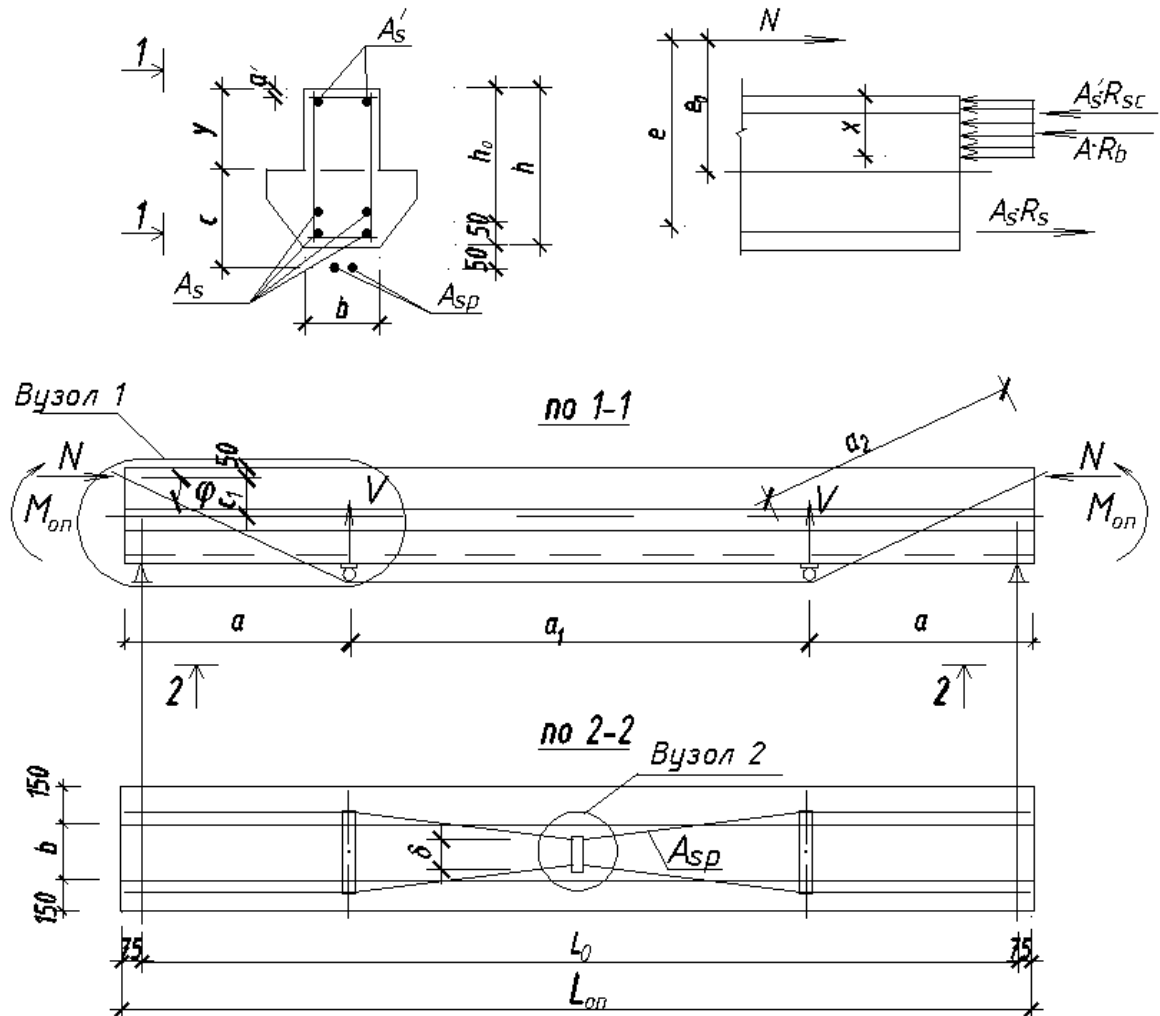


Рис. 31 – Підсилення шпренгельною стяжкою

Для включення шпренгеля в спільну роботу з ригелем приймаємо поперердне напруження в ньому $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2$.

Необхідне подовження шпренгеля $\Delta l = \sigma_{sp} l / E_{sp}$, де $l = 2a_2 + a_1$, можна одержати зближенням стержнів у центрі прольоту на довжину a_1 .

Зближення стержнів

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2}. \quad (1.26)$$

Приклад 3. Потрібно підсилити ригель шпренгельною стяжкою (див. рис. 31) при збільшенні згинального моменту в прольоті після реконструкції до $M_{tot} = 411,8$ кН·м. Ригель статично визначений, переріз: $b=25$ см, $h=60$ см, $a'=4$ см, $y=30$ см. Армування: розрахункова арматура 4 \varnothing 25A400C ($A_s=19,63$ см²); конструктивна арматура 2 \varnothing 10 A240C ($A'_s=1,57$ см²); конструкція шпренгеля із двох стержнів класу A400C, $a=142$ см, $a_1=295$ см, $c_1=25$ см, $c=35$ см. Бетон класу B25 ($R_b=1,45$ кН/см²).

Розрахунок. Визначаємо несучу здатність перерізу до підсилення M_u

$$x = \frac{A_s R_s - A'_s R_{sc}}{R_b b} = \frac{19,63 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{1,45 \cdot 25} = 19,33 \text{ см},$$

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b x (h_o - 0,5x) + A'_s R_{sc} (h_o - a') = \\ &= 1,45 \cdot 25 \cdot 19,33 (55 - 0,5 \cdot 19,33) + 1,57 \cdot 22,5 (55 - 4) = 335,68 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Зусилля у стяжці шпренгеля (розпір):

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{c} = \frac{411,8 - 335,68}{0,35} = 217,5 \text{ кН}.$$

Переріз стяжки:

$$A_{sp} = N / \gamma_{sp} R_{sp} = 217,5 / 0,8 \cdot 37,5 = 7,25 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом приймаємо 2 \varnothing 25A400C ($A_{sp}=9,82$ см²).

Реакція шпренгеля на балку:

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = 217,5 \frac{60}{142} = 91,9 \text{ кН};$$

опорний момент $M_{on} = N c_1 = 217,5 \cdot 0,25 = 54,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

прольотний момент від реакції шпренгеля:

$$M_v = -V a = -91,9 \cdot 1,42 = -130,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний прольотний момент:

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} + M_v = 411,8 + 54,4 - 130,5 = 335,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приводимо систему сил до однієї зовнішньої сили N з ексцентриситетом:

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{217,5} = 1,54 \text{ м} = 154 \text{ см};$$

$$e = e_o + h_o - y = 154 + 55 - 30 = 179 \text{ см}.$$

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$x = \frac{N + A_s R_s - A'_s R_{sc}}{R_b b} = \frac{217,5 + 19,63 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{1,45 \cdot 25} = 25,3 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{25,3}{55} = 0,46 < \xi_R = 0,563,$$

тоді

$$\begin{aligned} Ne &\leq R_{sc} A'_s (h_o - a') + b R_b x (h_o - 0,5x) = \\ &= 22,5 \cdot 1,57 (55 - 4) + 25 \cdot 1,45 \cdot 25,3 (55 - 0,5 \cdot 25,3) = 40642 \text{ кН} \cdot \text{см} = 406,42 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ Ne &= 217,5 \cdot 1,79 = 389,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < 406,42 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Міцність забезпечена.

Розраховуємо величину зближення стержнів δ у прольоті для створення попереднього напруження в стяжці:

$$l = 2a_2 + a_1 = 2 \cdot 154 + 295 = 603 \text{ см},$$

$$\Delta l = \frac{100 \cdot 603}{2,0 \cdot 10^5} = 0,3 \text{ см},$$

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2} = 25 - \sqrt{(295 + 0,3)^2 - 295^2} = 25 - 13,3 = 11,7 \text{ см}.$$

Враховуючи податливість вузлів, приймаємо $\delta = 10 \text{ см}$.

Розрахунок підсилення горизонтальною зтяжкою. Горизонтальна попередньо напружена зтяжка - окремий випадок шпренгельної стяжки, в якій кут нахилу шпренгеля на приопорних ділянках $\varphi=0$. Зусилля у стяжці передається на підсилюваний згинальний елемент нижче осі центру ваги й розташовується на відстані c від неї (рис. 32), а реакція $V = 0$.

Зусилля у стяжці N і її переріз A_{sp} визначають за (1.15) і (1.16), опорний момент Nc буде зі знаком « - ».

За аналогією систему сил приводимо до однієї сили N з ексцентриситетом e_o щодо центру ваги перерізу:

$$e_o = \frac{M_{tot} - Nc}{N}. \quad (1.27)$$

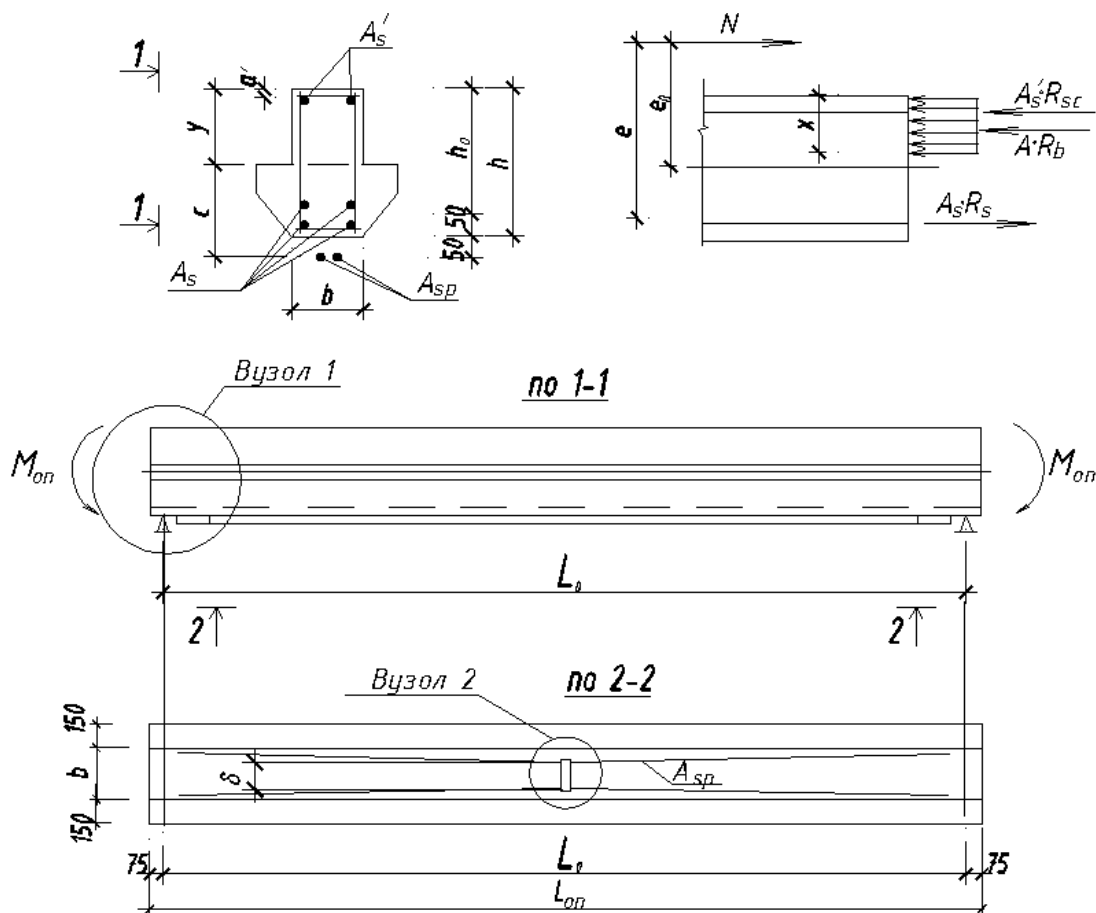


Рис. 32 – Підсилення горизонтальною стяжкою

Як і у випадку зі шпренгельною стяжкою, міцність перерізу визначаємо за (1.22) з урахуванням x за (1.24) як для позacentрово стиснутого елемента.

Стяжку включаємо у спільну роботу з ригелем, створюючи в ньому попереднє напруження $\sigma_{sp} = 10 \text{ кН/см}^2$, яке одержуємо зближенням стрижнів у центрі прольоту. Зближення визначаємо за формулою:

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2}, \quad (1.28)$$

де $l, \Delta l$ - відповідно довжина стяжки і її подовження, $\Delta l = \frac{l}{E_{sp}}$.

Приклад 4. Розрахувати підсилення ригеля горизонтальною стяжкою.

Зусилля в нормальному перерізі і характеристики перерізу прийняті за прикладом 3: $x = 19,33 \text{ см}$; $N = 217,5 \text{ кН}$; $A_{sp} = 7,25 \text{ см}^2$. Приймаємо за сортаментом $2\text{Ø}25\text{A}400\text{C}$ ($A_{sp} = 9,82 \text{ см}^2$).

Сумарний прольотний момент

$$M_{np} = M_{tot} - M_{on} = M_{tot} - Nc = 411,8 - 217,5 \cdot 0,35 = 335,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ексцентриситет однієї зовнішньої сили N щодо центру ваги перерізу

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{217,5} = 1,54 \text{ м} = 154 \text{ см}; \quad e = e_o + h_o - y = 179 \text{ см}.$$

Як бачимо, всі значення збігаються з попереднім прикладом, тому далі можемо записати: $x = 25,3$ см; $\xi = 0,46 < \xi_R = 0,563$;
 $N \cdot e_l = 217,5 \cdot 1,79 = 389,3$ кН·м $< 406,42$ кН·м.

Міцність перерізу забезпечена.

Розраховуємо зближення стержнів стяжці:

$$\Delta l = 579 \cdot 10 / 2,0 \cdot 10^4 = 0,29 \text{ см.}$$

Зближення стержнів

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} = 25 - \sqrt{(579 + 0,29)^2 - 579^2} = 6,85 \text{ см.}$$

Приймаємо із запасом на піддатливість вузлів $\delta = 5$ см.

Розрахунок підсилення нарощуванням розтягнутої зони перерізу. Висоту нарощування d визначаємо виходячи з конструктивних міркувань, тобто з умови розміщення в неї додаткової розтягнутої арматури. Клас бетону за міцністю повинен наближатися до класу бетону основного перерізу. Арматуру приймають за міцністю не нижче міцності арматури перерізу підсилення.

При розрахунку підсилення відомі розміри основного і додаткового перерізів, робочі висоти h_o і $h_{o,ad}$. У випадку, що розглядається, зручно використати наведені характеристики перерізу як показано на рис. 33.

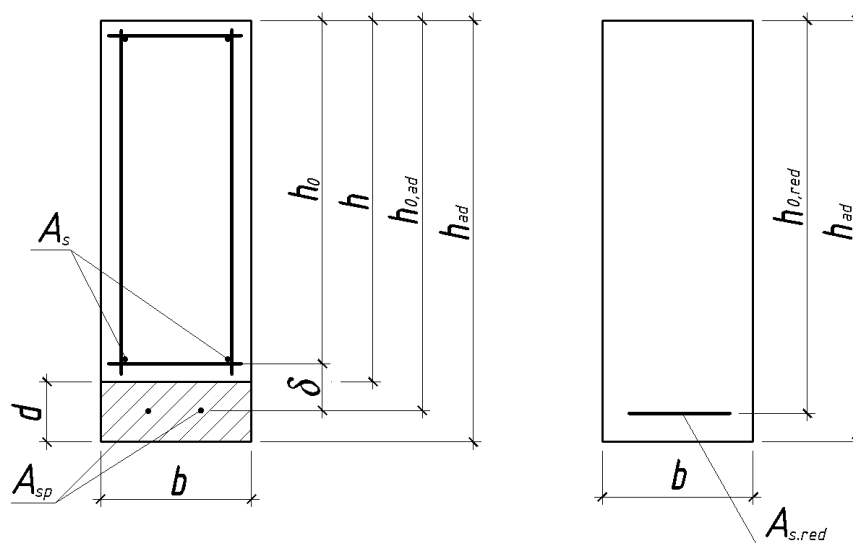


Рис. 33 – Розрахункові перерізи при підсиленні нарощуванням розтягнутої зони

Наведену з урахуванням різних розрахункових опорів площу арматури й наведену робочу висоту підсиленого перерізу визначають за формулами:

$$A_{s,red} = A_s + A_{s,ad} \frac{R_{s,ad}}{R_s}, \quad (1.29)$$

або

$$A_{s.ad} = (A_{s.red} - A_s) \frac{R_s}{R_{s.ad}}; \quad (1.30)$$

$$h_{o.red} = h_o + (h_{o.ad} - h_o) \left(1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right) \quad (1.31)$$

Виходячи з умови рівноваги, визначаємо положення нейтральної осі:

$$x = \frac{A_{s.red} R_s - A'_s R_{sc}}{b R_b} \quad (1.32)$$

і якщо $x \leq x_R$, для першого розрахункового випадку обчислюємо міцність підсиленого перерізу:

$$M_{tot} \leq R_b b x (h_{o.red} - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{o.red} - a'). \quad (1.33)$$

Якщо переріз арматури завищений ($x > x_R$), при класі бетону до В30 міцність перерізу розраховуємо за формулою

$$M_{tot} \leq R_b b x_R (h_{o.red} - 0,5x_R) + A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a'), \quad (1.34)$$

де

$$x_R = h_{o.red} \xi_R.$$

У розглянутому випадку використання наведених характеристик перерізу дає можливість застосувати табличний спосіб розрахунку підсилення. Спочатку за (1.31) визначаємо $h_{o.red}$, а далі обчислюємо конструктивну характеристику перерізу:

$$A_o = \frac{M_{tot} - A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a')}{b R_b h_{o.red}^2}. \quad (1.35)$$

За таблицями знаходимо η і ξ , перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$, а потім обчислюємо наведену площу розтягнутої арматури:

$$A_{s.red} = \frac{M_{tot}}{\eta \cdot h_{o.red} R_s} \quad (1.36)$$

і переріз арматури підсилення $A_{s.ad}$ по (1.30).

Приклад 5. Підсилити ригель прямокутного перерізу ($b = 25$ см, $h = 60$ см, $a = 5$ см, $a' = 4$ см) по нормальному перерізу нарощуванням розтягнутої зони перерізу. Товщина шару нарощування $d = 10$ см. Арматура: $A_s = 24,63$ см² (4Ø28А300С), $R_s = 28$ кН/см²; $A'_s = 1,57$ см² (2Ø10А240С), $R_{sc} = 22,5$ кН/см², $A_{s.ad}$ із арматури А400С, $R_{s.ad} = 37,5$ кН/см². Бетон ригеля класу В25, $R_b = 1,45$ кН/см². Конструктивно прийнято $h_{o.ad} = 65$ см. Несуча здатність нормального перерізу ригеля до підсилення $M_u = 319$ кН·м, момент після підсилення $M_{tot} = 400$ кН·м.

Розрахунок. Визначаємо наведену робочу висоту підсиленого перерізу:

$$h_{o.red} = h_o + (h_{o.ad} - h_o) \left(1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right) = 55 + (65 - 55) \left(1 - \frac{319}{400} \right) = 57 \text{ см.}$$

Конструктивна характеристика перерізу:

$$A_o = \frac{M_{tot} - A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a')}{b R_b h_{o.red}^2} = \frac{400 - 1,57 \cdot 22,5 (57 - 4)}{25 \cdot 1,45 \cdot 57^2} = 0,324.$$

По таблицях знаходимо $\eta = 0,8$, $\xi = 0,4 < \xi_R = 0,593$.

У першому розрахунковому випадку:

$$A_{s.red} = \frac{M_{tot}}{\eta \cdot h_{o.red} R_s} = \frac{40000}{0,8 \cdot 57 \cdot 28,0} = 31,33 \text{ см}^2.$$

Переріз арматури підсилення за (1.30):

$$A_{s.ad} = (A_{s.red} - A_s) \frac{R_s}{R_{s.ad}} = (31,33 - 24,63) \frac{28,0}{36,5} = 5,14 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $2\text{Ø}20\text{A}400\text{C}$ ($A_{s.ad} = 6,28 \text{ см}^2$).

Перевірка:

$$x = \frac{A_s R_s + A_{s.ad} R_{s.ad} - A'_s R_{sc}}{b R_b} = \frac{24,63 \cdot 28,0 + 6,28 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{25 \cdot 1,45} = 24,5 \text{ см.}$$

Несуча здатність підсиленого елемента:

$$\begin{aligned} M_{u.tot} &= R_b b x (h_{o.red} - 0,5x) + A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a') = \\ &= 1,45 \cdot 25 \cdot 24,5 (57 - 12,2) + 1,57 \cdot 22,5 \cdot 53 = 41660 \text{ кН} \cdot \text{см} = \\ &= 416,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > 400 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Розрахунок підсилення нарощуванням стислої зони перерізу. При нарощуванні перерізу стислої зони несуча здатність збільшується за рахунок висоти нарощування d і зростання за рахунок цього робочої висоти перерізу.

На практиці для перерізу нарощування може застосовуватися бетон іншого класу міцності в порівнянні з міцністю основного перерізу, що необхідно враховувати при розрахунку підсиленого перерізу.

Розглянемо підсилений переріз (рис. 34). У розрахунках можуть зустрічатися два варіанти положення нейтральної осі (стиснутої зони). Перший варіант - стиснута зона перебуває в межах висоти перерізу нарощування (рис. 34 а), другий - стиснута зона частково захоплює основний переріз (рис. 34 б). Границю між цими двома випадками можна розрахувати:

якщо виконується умова

$$A_s R_s \leq 2b(z_{b.ad} - h_o) R_{b.ad}, \quad (1.37)$$

маємо перший випадок розрахунку,

а якщо

$$A_s R_s > 2b(z_{b.ad} - h_o)R_{b.ad}, \quad (1.38)$$

або $z_{b.ad} \leq h_o$, маємо другий випадок розрахунку.

У формулах (1.37) і (1.38)

$$z_{b.ad} = \frac{M_{tot}}{A_s R_s}. \quad (1.39)$$

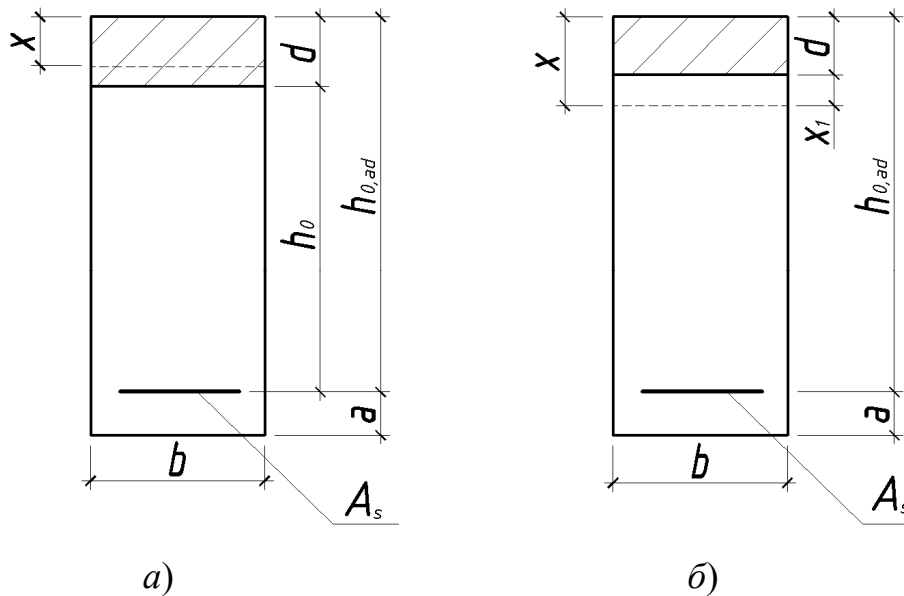


Рис. 34 – Розрахунковий переріз при підсиленні нарощуванням стиснутої зони:
а – перший випадок; б – другий випадок

Розрахунок за першим випадком зводиться до перевірки міцності звичайного залізобетонного перерізу прямокутного профілю з робочою висотою $h_{o.ad} = h_o + d$, шириною b , заданим моментом M_{tot} і прийнятою міцністю бетону нарощування $R_{b.ad}$ за формулою

$$M_{tot} \leq R_{b.ad} b x (h_{o.ad} - 0,5x),$$

де $x = \frac{A_s R_s}{b R_{b.ad}}$.

Висота перерізу нарощування

$$d = h_o \frac{R_b}{R_{b.ad}} \left(1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right). \quad (1.40)$$

При перевірці міцності підсиленого перерізу можна враховувати і стиснуту арматуру перерізу нарощування $A'_{s.ad}$.

При розрахунку за другим випадком висоту стиснутої зони перерізу рекомендується подавати у вигляді суми

$$x = d + x_1 \quad (1.41)$$

і кожний параметр визначати роздільно. Тоді для d буде справедлива залежність (1.40), а x_1 знаходимо виходячи з умови рівноваги підсиленого перерізу:

$$A_s R_s = R_{b.ad} b d + R_b b x_1, \quad (1.42)$$

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b d}{R_b b}. \quad (1.43)$$

Перевірку міцності виконуємо за залежністю

$$M_{tot} \leq R_{b.ad} b d (h_o + 0,5d) + R_b b x_1 (h_o - 0,5x_1), \quad (1.44)$$

при цьому повинна додержуватися умова

$$\xi = \frac{d + x_1}{h_{o.ad}} \leq \xi_R, \quad (1.45)$$

де ξ_R визначаємо із урахуванням менш міцного бетону.

Аналогічна методика зберігається і при підсиленні таврових перерізів, для яких частіше є перший розрахунковий випадок.

Приклад 6. Підсилити залізобетонний ригель прямокутного перерізу ($b = 25$ см, $h = 60$ см, $h_o = 55$ см). Бетон класу В20 ($R_b = 1,15$ кН/см²), для перерізу нарощування - класу В25 ($R_{b.ad} = 1,45$ кН/см²). Арматура $A_s = 19,63$ см², класу А400С ($R_s = 37,5$ кН/см²). Несуча здатність перерізу до підсилення $M_u = 304,2$ кН·м. Згинальний момент після підсилення $M_{tot} = 360$ кН·м.

Розрахунок. Визначаємо плече внутрішньої пари сил підсиленого перерізу:

$$z_{b.ad} = \frac{M_{tot}}{A_s R_s} = \frac{36000}{19,63 \cdot 37,5} = 48,9 \text{ см},$$

тому що $z_{b.ad} = 48,9$ см $<$ $h_o = 55$ см, це другий випадок розрахунку.

Розраховуємо висоту нарощування

$$d = h_o \frac{R_b}{R_{b.ad}} \left(1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right) = 55 \frac{1,15}{1,45} \left(1 - \frac{304,2}{360} \right) = 6,76 \text{ см}.$$

Обчислюємо границю стислої зони

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b d}{R_{b.ad} b} = \frac{19,63 \cdot 37,5 - 1,45 \cdot 25 \cdot 6,76}{1,15 \cdot 25} = 17,1 \text{ см};$$

$$h_{o.ad} = h_o + d = 61,76 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову

$$\xi = \frac{d + x_1}{h_{o.ad}} = \frac{6,76 + 17,1}{61,76} = 0,386 < \xi_R = 0,59.$$

Тоді

$$M_{tot} \leq R_{b,ad}bd(h_o + 0,5d) + R_bbx_1(h_o - 0,5x_1) = \\ = 1,45 \cdot 25 \cdot 6,76(55 + 3,38) + 1,15 \cdot 25 \cdot 17,1(55 - 8,55) = 37142 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

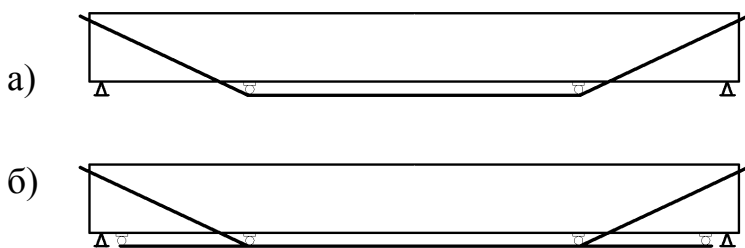
$$M_{tot} = 360 \text{кН} \cdot \text{м} < M_{u,tot} = 371,4 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

16.4. Конструювання і розрахунок підсилення плит перекриття

Способи підсилення монолітних і збірних плит перекриття багато в чому подібні з аналогічними способами підсилення для стержневих згинальних елементів. Згідно із загальною схемою підсилення конструкцій, вказаною на рис. 18, розглянемо два напрямки конструктивних рішень.

Зміна розрахункової і конструктивної схеми. При необхідності підсилення одночасно за нормальним і похилим перерізами збірних ребристих плит рекомендуються конструкції у вигляді шпренгельних або комбінованих зтяжок (рис. 35). Розрахунок підсилення зтяжками виконують за залежностями, що використовуються для стержневих елементів.



Для зтяжок використовують арматурні стержні класів А240С, А400С і А500С із обов'язковим їх захистом від корозії.

Рис. 35 – Підсилення ребристих плит шпренгельною (а) і комбінованою (б) зтяжками

Підсилення збірних ребристих і багатопорожнинних плит перекриття за нормальним і похилим перерізами зручно здійснювати із застосуванням додаткових опорних елементів у вигляді кронштейнів, що встановлюються у пазах між плитами (рис. 36 а). На проміжних опорах кронштейни виступають в обидва боки і є загальними для плит суміжних прольотів.

На практиці розповсюджений варіант підсилення з використанням опорних арматурних каркасів, що встановлюються у швах між плитами (рис. 36 б). Введення в роботу арматурного каркаса з верхньою поздовжньою робочою арматурою перетворює плити перекриття у нерозрізну систему з утворенням опорного моменту, що приводить до зниження прольотного моменту. Таким чином, за рахунок зміни розрахункової схеми плит

здійснюється перерозподіл зусиль (моментів). Підсилення за похилим перерізом в розглянутому способі досягається введенням додаткової поперечної арматури, що включається до опорних каркасів.

Наступний спосіб - підведення під ребра додаткових металевих балок (пружних опор). Він застосовується при порівняно невеликій кількості підлягаючих підсиленню плит перекриття. Різновидом його є спосіб передачі зусиль з пошкоджених плит перекриття на сусідні, що перебувають у гарному стані. Передача зусиль здійснюється введенням у шви між плитами з'єднаних елементів (рис. 36 в). Такий спосіб застосовується при випадковому перевантаженні однієї з плит перекриття.

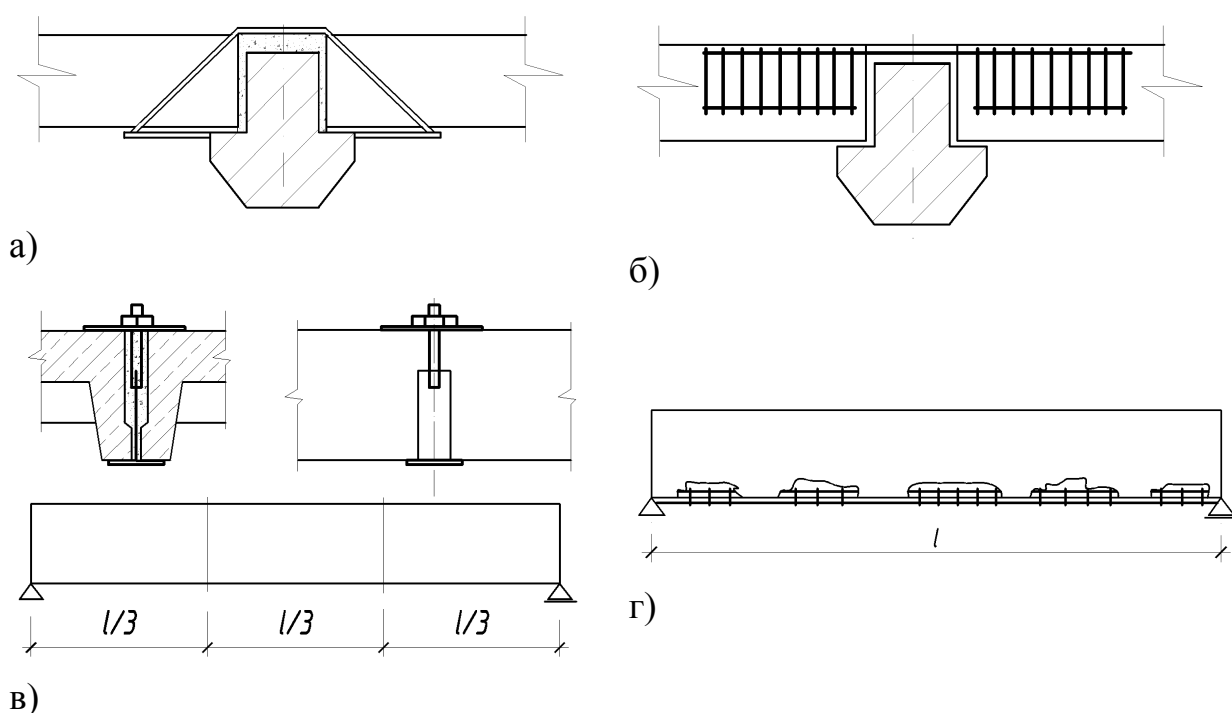


Рис. 36 – Підсилення плит: а – кронштейнами; б – введення опорного арматурного каркасу; в – передача навантаження на сусідні плити; г – нарощування розтягнутої зони перерізу

Другий напрямок конструктивного рішення підсилення - нарощування перерізу. Воно застосовується при нарощуванні як розтягнутої, так і стиснутої зон. При нарощуванні розтягнутої зони існуючу арматуру оголюють на окремих ділянках, приварюють коротиші, а до них - арматуру підсилення (рис. 36 г). Можливі варіанти створення попереднього напруження арматури підсилення, але вони трудомісткі і не дістали великого поширення.

Спосіб підсилення плит нарощуванням стиснутої зони перерізу найбільш простий у виконанні і успішно застосовується при підвищенні несучої здатності

по нормальному перерізу, як монолітних, так і збірних залізобетонних ребристих і багатопорожнинних плит. Надійність способу в значній мірі визначається якістю сполучення старого і нового перерізів по контактній поверхні. При товщині шару нарощування до 10 см достатньо виконати насічку поверхні плити, промивання водою і використати адгезійні добавки. При збільшенні шару нарощування передбачають спеціальні заходи: армування шару нарощування сітками, використання армованих шпонок (рис. 37) та ін. Сутність підсилення плит нарощуванням полягає в тому, що збільшення несучої здатності нормального перерізу досягається за рахунок збільшення плеча внутрішньої пари сил, при цьому переріз арматури розтягнутої зони зберігається колишнім.

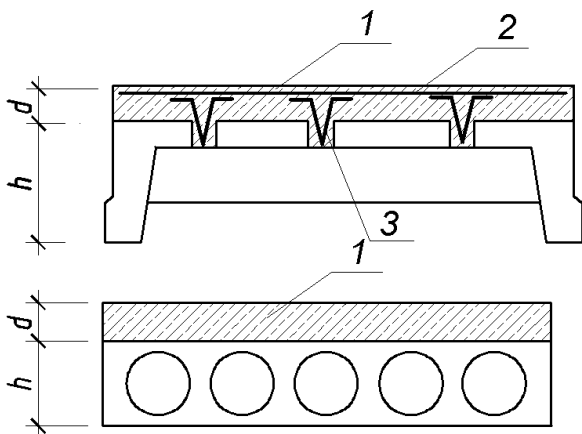


Рис. 37 – Підсилення плит нарощуванням стиснутої зони: 1 – шар нарощування; 2 – арматурна сітка; 3 – армована шпонка

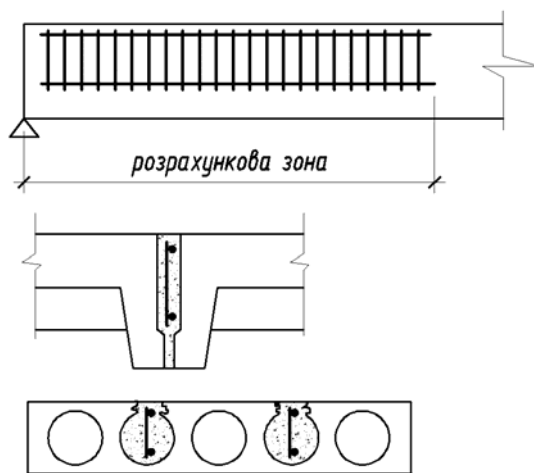


Рис. 38 – Підсилення плит каркасами по похилому перерізу: а – поздовжній переріз; б – установка каркасів у швах; в – установка каркасів у порожнечях

Підсилення плит перекриття за похилими перерізами виконують введенням додаткової поперечної арматури на розрахункових (приопорних) ділянках. При підсиленні ребристих плит поперечну арматуру в складі каркасів вводять в попередньо розчищений зазор між плитами і потім обетонують складом на дрібнозернистому щебені. У багатопорожнинних плитах каркаси можуть вводитися безпосередньо в порожнечі (рис. 38).

Розрахунок підсилення плит перекриття нарощуванням стиснутої зони перерізу. Вихідною передумовою для розрахунку є припущення про спільну роботу існуючого перерізу і підсилюваного елемента. Зсув по контакту відсутній.

При розрахунку підсилення плит перекриття нарощуванням ураховують додатковий момент, що створюється навантаженням від власної ваги шару бетону товщиною d . Для статично визначеної плити цей момент:

$$M_q = 0,125d\rho_b b_{\text{sup}} \gamma_f l_o^2 = dk, \quad (1.46)$$

де ρ_b - щільність бетону нарощування, кН/см^3 ;

b_{sup} - вантажна ширина плити;

l_o - розрахунковий прольот плити;

γ_f - коефіцієнт надійності по навантаженню для власної ваги матеріалу нарощування;

$$k = 0,125 \rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2. \quad (1.47)$$

З умови рівноваги відповідно для основного і підсиленого перерізів:

$$x b'_f R_b = A_s R_s, \quad (1.48)$$

$$x_{ad} b'_f R_{b.ad} = A_s R_s$$

одержуємо співвідношення, що враховує різну міцність бетону, який потрапив у стиснуту зону підсиленого перерізу:

$$x_{ad} = x \beta, \quad (1.49)$$

де $\beta = \frac{R_b}{R_{b.ad}}$.

Залежно від положення нейтральної осі (у шару нарощування або у межах полиці основного перерізу) розрізняють два розрахункових випадки (рис. 39). Якщо висота шару нарощування, що визначається за залежністю:

$$d = \frac{M_{tot} - A_s R_s (h_o - 0,5x\beta)}{A_s R_s - k}, \quad (1.50)$$

виявиться більше висоти стиснутої зони:

$$x_{ad} = A_s R_s / b'_f R_{b.ad},$$

то нейтральна вісь проходить у шарі нарощування. Це перший розрахунковий випадок (рис. 22, а), для якого міцність перерізу визначаємо за залежністю:

$$M_{tot} + M_q \leq A_s R_s (h_{o.ad} - 0,5x_{ad}), \quad (1.51)$$

де $h_{o.ad} = h_o + d$.

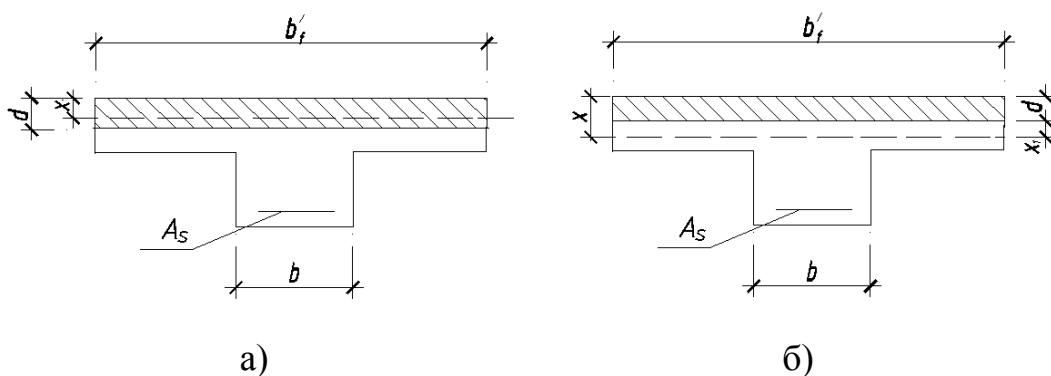


Рис. 39 – Схеми підсилення таврового перерізу:

а – перший випадок; б – другий випадок

$$\text{Якщо} \quad d \leq x_{ad}, \quad (1.52)$$

розрахунок виконуємо за другим випадком, в якому висоту стислої зони представляємо сумою за формулою (1.41). Висоту перерізу нарощування визначаємо за формулою (1.50), а складову x_1 за залежністю:

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b'_f d}{R_b b'_f}. \quad (1.53)$$

Міцність підсиленого перерізу повинна задовольняти умові:

$$M_{tot} + M_q = R_{b.ad} b'_f d (h_o + 0,5d) + R_b b'_f x_1 (h_o - 0,5x_1). \quad (1.54)$$

Якщо міцності бетону основного перерізу й перерізу нарощування прийняті однаковими ($R_b = R_{b.ad}, \beta = 1,0$), формула (1.50) набуває вигляду:

$$d = \frac{M_{tot} - M_u}{A_s R_s - k}, \quad (1.55)$$

де $M_u = A_s R_s (h_o - 0,5x)$ - несуча здатність нормального перерізу до підсилення.

Приклад 7. Підсилити нарощуванням стиснутої зони збірну залізобетонну ребристу плиту, що має наступні геометричні характеристики:

$b_{sup} = 150$ см, $b'_f = 146$ см, $h = 35$ см, $h_o = 30$ см, $h'_f = 5$ см, $l_o = 600$ см. Бетон плити класу В20 ($R_b = 1,15$ кН/см²), арматура 2Ø25А400С ($A_s = 9,82$ см²).

Згинальний момент у прольоті плити після підсилення $M_{tot} = 12000$ кН·см. Бетон нарощування класу В30 ($R_{b.ad} = 1,45$ кН/см²).

Розрахунок. Визначаємо висоту стиснутої зони бетону плити:

$$x = \frac{A_s R_s}{b'_f R_b} = \frac{9,82 \cdot 37,5}{146 \cdot 1,15} = 2,19 \text{ см} > h'_f = 5 \text{ см}.$$

Тоді несуча здатність до підсилення

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b'_f x (h_o - 0,5x) = 1,15 \cdot 146 \cdot 2,19 (30 - 1,09) = \\ &= 10630 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{tot} = 12000 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Оскільки $M_u < M_{tot}$, необхідно виконати підсилення.

$$\beta = \frac{R_b}{R_{b.ad}} = \frac{1,15}{1,45} = 0,79;$$

$$d = \frac{M_{tot} - A_s R_s (h_o - 0,5x\beta)}{A_s R_s - k} = \frac{12000 - 9,82 \cdot 37,5 (30 - 0,5 \cdot 2,19 \cdot 0,79)}{9,82 \cdot 37,5 - 180,68} = 6,77 \text{ см},$$

де $k = 0,125 \rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2 = 0,125 \cdot 25 \cdot 10^{-6} \cdot 146 \cdot 1,1 \cdot 600^2 = 180,68 \text{ кН}$.

Знаходимо

$$x_{ad} = \frac{A_s R_s}{b'_f R_{b.ad}} = \frac{9,82 \cdot 37,5}{146 \cdot 1,45} = 1,74 \text{ см.}$$

Оскільки $d = 6,77 \text{ см} > x_{ad} = 1,74 \text{ см}$, маємо перший розрахунковий випадок. Приймаємо із запасом $d = 8 \text{ см}$ і перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$M_{u.tot} = A_s R_s (h_{o.ad} - 0,5x_{ad}) = 9,82 \cdot 37,5((30 + 8) - 0,5 \cdot 1,74) = 13673,12 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

$$M_{u.tot} = 13673 \text{ кН} \cdot \text{см} > M_{tot} + M_q = 12000 + 180,68 \cdot 8 = 13445 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

17. Підсилення кам'яних конструкцій

У процесі проведення реконструкції кам'яних будинків часто прибігають до підсилення основних конструктивних елементів - стін, стовпів, простінків. Підсилення, як правило, обумовлено підвищенням навантаження за рахунок надбудови будинків, заміни легких дерев'яних перекриттів більш важкими залізобетонними або комбінованими, переплануванням приміщень з улаштуванням нових прорізів у несучих стінах.

Підсилення кам'яних конструкцій викликано також порушенням правил їхнього утримання, особливостями впливу навколишнього середовища, специфічними умовами експлуатації, ушкодженнями, пов'язаними з помилками при проектуванні й зведенні. Це систематичне замочування конструкцій атмосферними опадами, агресивними рідинами технологічного виробництва, нерівномірні опади будинків у результаті підтоплення території ґрунтовими водами й промисловими стоками, відсутність або неякісне виконання вимощення по периметрі будинків. Недостатня глибина закладення фундаментів і ін.

Під впливом агресивного середовища й атмосферних впливів циклічного характеру кладка губить свою міцність, а нерівномірні осадки будинку приводять до перерозподілу зусиль у конструкціях і їхньому перевантаженні.

Наявність більших навантажень на елементи кам'яних конструкцій і необхідність їхнього підсилення встановлюють за результатами обстежень, на підставі яких визначають наявність і характер тріщин, рівень напруженого стану, фактичні міцнісні характеристики кладки.

По тріщинах у кладці, виявленим у процесі обстеження, можна оцінити причини ушкоджень і ступінь їхньої небезпеки. Так, у центрово й позацентрово стиснутих стовпах і простінках наявність вертикальних тріщин у межах одного

ряду цегли (короткі тріщини) характеризує нормальну роботу кладки на експлуатаційній стадії. Такі тріщини (рис. 39 а) є результатом недосконалості самої кладки й складових її елементів – цегли й розчину. Вони не впливають на несучу здатність конструкції.

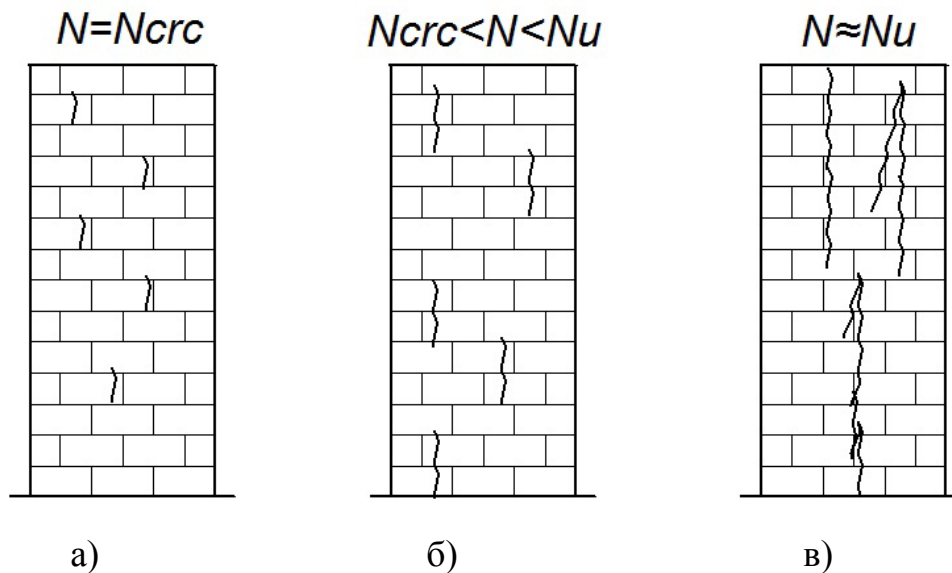


Рис. 39. Стадії руйнування кам'яних елементів

Якщо в конструкції зафіксовані вертикальні тріщини довжиною на 2-3 ряду кладки (рис. 39 б), це свідчить про істотні навантаження, що досягають порядку 70...80% руйнуючих. У цьому випадку необхідно виявити причину перевантаження й вжити заходів до її усунення або підсилити елемент.

Якщо вертикальні тріщини мають більшу довжину й ділять тіло кладки на окремі стовпи (рис. 39 в), навантаження на конструкцію близькі до вичерпання несучої здатності й таку конструкцію неможливо експлуатувати. Необхідно прийняти термінові заходи щодо розвантаження з наступною її заміною або підсиленням.

Міцність кладки визначають по міцності цегли й розчину у відповідності з нормами. Для лабораторних випробувань відбирають зразки цегли й розчину в найменш навантажених ділянках стіни, в основному в підвіконній частині. Цеглу випробують за стандартною методикою на вигин і стиск відповідно до діючих норм і визначають його марку. При випробуванні розчину вирізують зразки у формі кубиків і після випробування на стиск його міцність (марку) оцінюють із урахуванням масштабного коефіцієнта (див. рис. 17).

Після встановлення міцності кладки, уточнення розрахункової схеми елемента й діючої на нього навантаження виконують перевіірочні розрахунки.

Для центрального стиску міцність перерізу перевіряють за формулою:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A, \quad (1.56)$$

а для позацентрово стиску використовують умову

$$N = m_g \varphi_1 \cdot R \cdot A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega, \quad (1.57)$$

де N – розрахункове значення зусилля, прикладеного до елемента;

m_g – коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності, обумовлене приростом деформацій поздовжнього згину від тривало діючого навантаження (якщо $h \geq 30$ см, $m_g = 1,0$);

$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$; де φ , φ_c – коефіцієнт поздовжнього згину відповідно всього перерізу і стиснутої його частини;

$e_0 = \frac{M}{N}$ - відносний ексцентриситет ($e_0 \leq 0,7 y_0$);

R – розрахунковий опір кладки стиску;

A – площа поперечного перерізу стовпа;

$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$ - коефіцієнт, що враховує повноту епюри та збільшує при позацентровому стиску розрахунковий опір.

Якщо умова (1.56) або (1.57) не задовольняється, необхідно підсилити конструкцію. Найпоширеніший спосіб підсилення кладки - укласти її в обойму, у якій вона працює в умовах всебічного стиску за рахунок обмеження вільного поперечного розширення.

Підсилення кам'яної кладки обоймами (сталевими, залізобетонними або штукатурними) виконують у тих випадках, коли необхідно підвищити несучу здатність елемента без істотного збільшення його перерізу.

Найбільш ефективні сталеві й залізобетонні обойми. Вони не тільки підвищують міцність кладки усередині обойми, але й безпосередньо сприймають на себе частину поздовжнього зусилля. Конструкції обойм показані на рис. 40.

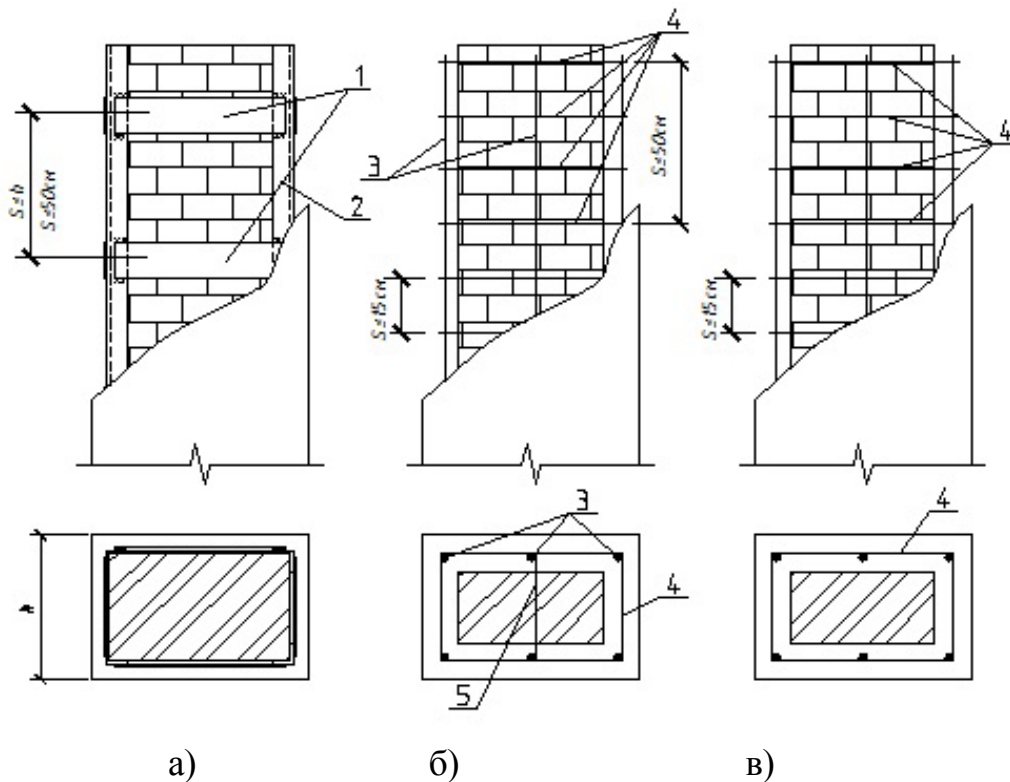


Рис. 40. Конструкції обойм підсилення:

- а) сталева; б) залізобетонна; в) штукатурна; 1 – сталеві планки; 2 – кутки;
3, 4 – поздовжня і поперечна арматура; 5 – стрижні зв'язків

Сталеву обойму (рис. 40 а) конструюють із двох основних елементів – вертикальних сталевих кутків, встановлюваних по кутах простінків, або стовпів на цементному розчині й поперечних планок зі смугової сталі, що виконують роль хомутів. Крок планок приймають не більш меншого розміру перерізу й не більш 500 мм. У хомутах рекомендується створювати попереднє напруження. Для цього їх приварюють до вертикальних стійок одночасно із двох сторін у нагрітому до 100 °С стані. Більш повне включення обойми в роботу забезпечується пристроєм по торцях опорних елементів.

Для захисту від корозії сталеву обойму обштукатурити цементно-піщаним розчином товщиною 25...30 мм.

Залізобетонну обойму (рис. 40 б) виконують із бетону не нижче класу В10, армують вертикальною поздовжньою арматурою зі сталі класів А240С та А400С и поперечною арматурою класу А240С. Крок хомутів приймають не більш 150 мм.

Штукатурна обойма (рис. 40 в) армується аналогічно залізобетонній, але замість бетону арматура покривається шаром цементного розчину марки 75-100.

Основними факторами, що впливають на ефективність обойми, є процент поперечного армування, клас бетону, стан кладки і схема передачі зусилля на конструкцію.

Підсилену обіймами цегельну кладку при центральному й позацентровому стисках (при $e_0 \leq 0,17h$) розраховують за формулами:

при сталевій обіймі

$$N \leq m_g \varphi \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_y A_y \right], \quad (1.58)$$

при залізобетонній обіймі

$$N \leq m_g \varphi \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + \gamma_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right], \quad (1.59)$$

при штукатурній обіймі

$$N \leq m_g \varphi \psi \left(\gamma_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A, \quad (1.60)$$

де $\gamma_k = 1,0$; $\gamma_k = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи кладки відповідно без ушкоджень і з тріщинами;

$$\mu = \left(\frac{2A_{sw}(h+b)}{hbS} \right) 100\% \quad - \quad \text{відсоток армування кладки хомутами або}$$

поперечними планками

A_{sw} – переріз хомута;

h, b – розміри перерізу елемента;

S – крок хомутів або планок;

R_y, R_{sc}, R_{sw} – розрахунковий опір відповідно металевих кутків, поздовжньої стислої арматури і поперечних планок або хомутів (табл. 4);

A_y, A'_s – площа перерізу поздовжніх кутків сталевій обіймі або поздовжньої арматури;

$\gamma_b = 1,0$; $\gamma_b = 0,7$; $\gamma_b = 0,35$ – коефіцієнти умов роботи бетону в обіймі при передачі навантаження відповідно із двох кінців, з одного кінця й без передачі навантаження по торцях;

A_b – площа перерізу бетону обійми.

Коефіцієнти m_g і φ приймають як для звичайної неармованої кладки.

Таблиця 4 - Розрахункові опори стали в обіймі

Вид армування	$R_{sc}, R_{sw}, \text{МПа}$	
	Сталь класу А240С, смугова й куткова	Дротова арматури класу Вр1
Поперечна арматура	155	220
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на обійму	45	-
Те ж при передачі навантаження на обійму з однієї сторони	135	-
Те ж із двох сторін	200	-

При центральному стиску приймають $\psi = 1,0$; $\eta = 1,0$, а при позацентровому – $\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}$; $\eta = 1 - \frac{4e_0}{h}$.

Підсилення вважається неефективним при $e_0 > 0,17 h$.

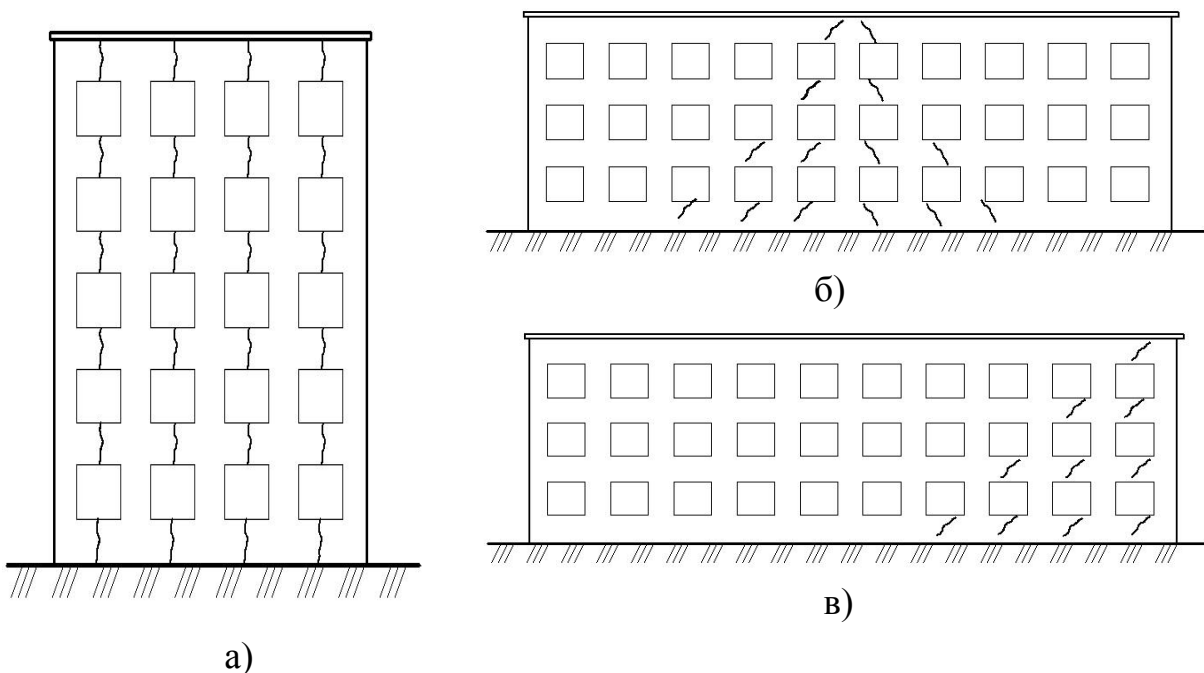
Часто при обстеженні цегельних будинків виявляють ознаки їхньої загальної деформації. Про це свідчать тріщини в місцях обпирання перемичок, у підвіконних ділянках кладки, простінках і стінах. По характеру розташування тріщин можна встановити причину деформації будинків, ухвалити рішення щодо найбільш прийняттого способу підсилення. На рис. 41 зображені найпоширеніші схеми розташування тріщин із вказівкою ймовірних причин їхнього виникнення.

При низькій дисковій жорсткості перекриттів і наявності динамічних впливів, наприклад, від руху поблизу важкого транспорту, тріщини мають загальну вертикальну орієнтацію й розташовані в зоні віконних прорізів (рис. 41 а).

Характер розташування тріщин у випадку загального вигину будинку при наявності слабкого ґрунту під середньою його частиною по довжині показаний на рис. 41 б, при наявності слабкого ґрунту в торцях будинку – на рис. 41 в.

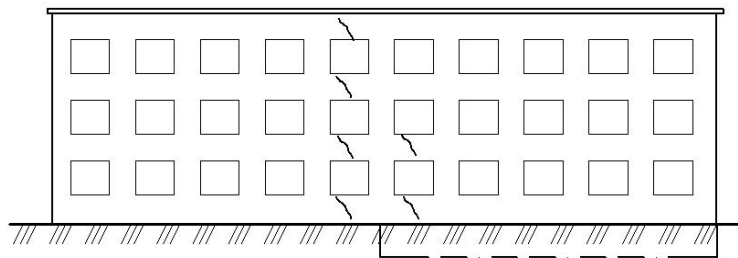
Характер появи тріщин поблизу стіни підвалу, розташованого тільки під частиною будинку, показаний на рис. 41 г.

Можливі й інші причини появи тріщин - виїмка ґрунту в безпосередній близькості від стіни будинку, вплив рядом побудованих будинків з важким навантаженням і т.д.



Наявність зазначених тріщин у стінах свідчить

про зниження загальної стійкості й міцності, які необхідно відновити для забезпечення нормальних експлуатаційних якостей об'єкта.



г)

Рис. 41. Схема розташування тріщин у стінах будівель: а – при низькій дисковій жорсткості перекриттів і наявності динамічних впливів; б – при наявності слабого ґрунту під середньою частиною будівлі; в – те ж саме в торцях; г – при розташуванні підвалу під частиною будинку

Ефективний спосіб підвищення загальної жорсткості ушкоджених будинків – влаштування попередньо напружених сталевих тяжів, що створюють кілька замкнутих контурів по капітальних стінах у рівні перекриттів.

Тяжи виконують із гарячекатаних стрижнів діаметром 28...36 мм із муфтами для натягу або із прокатного профілю у вигляді швелерів.

Розрахунок підсилення тяжами являє собою складне завдання й зводиться до рішення контактного завдання вигину будинку як балки на пружній основі.

Задаючись різною жорсткістю основи по довжині спорудження, визначають згинальний момент у будинку й на нього розраховують переріз тяжів.

Існує наближений спосіб визначення зусилля, на яке підбирається переріз тяжів:

$$N = 0,2R_{sq}Lb,$$

де R_{sq} – розрахунковий опір кладки зрушенню по неперев'язаному перерізу;

L і b – відповідно довжина й товщина стіни.

Тяжами можна підсилювати й великопанельні будинки.

Після виконання підсилення стежать за поширенням тріщин. Якщо вони стабілізувалися, оштукатурюють тяжи й ремонтують фасади з попереднім зачеканкою існуючих тріщин.

Приклад 8. Треба підсилити цегляний простінок цивільного будинку перерізом $h = 64$ см, $b = 128$ см, висотою поверхів $l_0 = 2,8$ м. Цегла глиняна пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 ($\alpha = 1000$; $R = 0,11$ кН/см²). Кладка не пошкоджена. На простінок діє зусилля $N = 1600$ кН і

згинальний момент $M = 80$ кН·м. Відносний ексцентриситет

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{8000}{1600} = 5 \text{ см.}$$

Підсилення виконується металевою обоймою із сталі (рис. 42) прокатного профілю, при цьому обойма передає зусилля з двох сторін.

Приймаємо вихідні дані: $\gamma_k = 1,0$; $m_g = 1,0$; $R_{sc} = 20$ кН/см²; $R_{sw} = 16,5$ кН/см² (згідно із табл. 4).

Визначаємо розрахункові параметри:

$$\psi = 1 - \frac{2e_o}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 5}{64} = 0,843;$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_o}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 5}{64} = 0,687;$$

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{280}{64} = 4,375;$$

$$\lambda_{hc} = \frac{l_o}{h - 2e_o} = \frac{280}{64 - 2 \cdot 5} = 5,18;$$

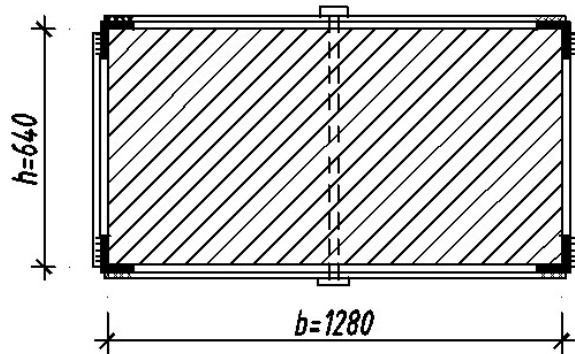


Рис. 42 – Підсилення кам'яного простінку металевою обоймою

$$\varphi = 0,99; \varphi_c = 0,97; \varphi_l = 0,5(\varphi_c + \varphi) = 0,5(0,97 + 0,99) = 0,98.$$

Вертикальну арматуру обойми приймаємо з 4-х кутків перерізом

80×6 ($A'_s = 37,52$ см²).

Зусилля, що сприймається поперечними планками

$$\begin{aligned} N_{sw} &= \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A = \frac{N}{m_g \varphi \psi} - \gamma_k R \cdot A - R_{sc} A'_s = \\ &= \frac{1600}{1 \cdot 0,98 \cdot 0,843} - 1 \cdot 0,11 \cdot 64 \cdot 128 - 37,52 \cdot 20 = 285,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

Потрібний процент поперечного армування отримуємо за формулою

$$\begin{aligned} N_{sw} &= \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A = 285,2 - 0,687 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{16,5}{100} \cdot 64 \cdot 128 = \\ &= 285,2 - 928,6 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} = 0. \end{aligned}$$

$$\mu = 0,177 > 0,1\%.$$

Приймаємо крок поперечних планок за висотою $S = 50$ см, тоді площа перерізу однієї планки

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot S}{2 \cdot 100(h + b)} = \frac{0,177 \cdot 64 \cdot 128 \cdot 50}{2 \cdot 100(64 + 128)} = 1,89 \text{ см}^2.$$

Визначаємо смугу перерізом 60×6 ($A_{sw} = 360 \text{ мм}^2 = 3,6 \text{ см}^2$).

Перевіряємо міцність підсиленого кам'яного простінку:

$$m_g \varphi \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} A'_s \right] =$$

$$= 1 \cdot 0,98 \cdot 0,843 \left[\left(1 \cdot 0,11 + 0,687 \frac{2,5 \cdot 0,177}{1 + 2,5 \cdot 0,177} \cdot \frac{16,5}{100} \right) 64 \cdot 128 + 20 \cdot 37,52 \right] =$$

$$= 1600,2 \text{ кН} \approx 1600 \text{ кН}.$$

Міцність простінку забезпечена.

Приклад 9. Треба підсилити цегляний простінок цивільного будинку перерізом $h = 64 \text{ см}$, $b = 128 \text{ см}$, висотою поверхів $l_o = 2,4 \text{ м}$. Цегла глиняна пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 ($\alpha = 1000$; $R = 0,11 \text{ кН/см}^2$). Кладка не пошкоджена. На простінок діють зусилля $N = 1500 \text{ кН}$ і згинальний момент $M = 70 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Відносний ексцентриситет

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{7000}{1500} = 4,7 \text{ см}.$$

Обойму виконуємо товщиною 50 мм (рис. 43) з бетону

класу В15 ($R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$), тоді площа $A_b = 74 \times 138 - 64 \times 128 = 2020 \text{ см}^2$. Обойма передає навантаження на торцях, тому коефіцієнт умов роботи $\gamma_b = 0,35$. Кладка не пошкоджена, тому $\gamma_k = 1,0$; $m_g = 1,0$.

Приймаємо армування обойми поздовжніми стержнями $\varnothing 16 \text{ А400С}$ ($R_{sc} = 5,75 \text{ кН/см}^2$). Всього $10 \varnothing 16 \text{ А400С}$ ($A'_s = 20,1 \text{ см}^2$): стержні розміщуємо по $4 \varnothing 16$ в межах довгих сторін перерізу і по $1 \varnothing 16$ біля коротких сторін.

Установлюємо по периметру перерізу простінку сітку із стержнів діаметром 5 Вр1 з чарункою $15 \times 15 \text{ см}$. В розрахунку враховуємо тільки горизонтальні стержні сітки ($R_{sc} = 22 \text{ кН/см}^2$).

Крім того, поперечну арматуру встановлюємо у вигляді стержнів-зв'язків $\varnothing 16 \text{ А240С}$ ($R_{sw} = 15,5 \text{ кН/см}^2$), пропущених крізь стіну, заанкерених кінцями в обойму.

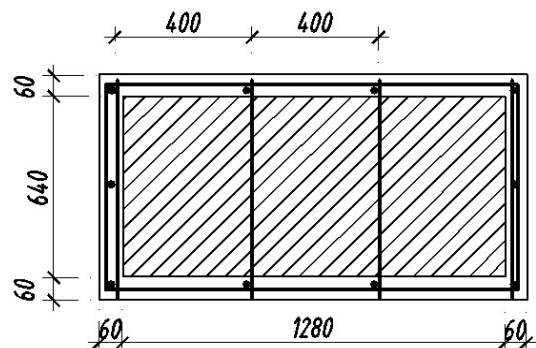


Рис. 43 – Підсилення кам'яного простінку залізобетонною обоймою

Стержні по ширині перерізу встановлюємо з кроком 40 см, тобто $4\varnothing 16$ ($A_{sw} = 8,04 \text{ см}^2$), по висоті кроком $S = 45 \text{ см}$. У межах кроку стержнів по висоті враховуємо по три стержня сітки ($A_{sw} = 0,589 \text{ см}^2$), розташованих з кроком 15 см. Довжина кожного стержня сітки (хомута) прийнята $B = 2 \cdot 128 + 2 \cdot 64 = 384 \text{ см}$.

Розрахунок. Визначаємо об'ємний відсоток армування кладки

- поперечними стержнями

$$\mu = \frac{A_{sw} h}{S \cdot b \cdot h} \cdot 100 = \frac{8,04 \cdot 64}{45 \cdot 128 \cdot 64} \cdot 100 = 0,14\%,$$

- горизонтальними стержнями сітки

$$\mu_c = \frac{A_{sw} B}{S \cdot b \cdot h} \cdot 100 = \frac{0,589 \cdot 384}{45 \cdot 128 \cdot 64} \cdot 100 = 0,06\%.$$

$$\mu + \mu_c = 0,14 + 0,06 = 0,2\% > 0,1\%.$$

Визначаємо розрахункові параметри

$$\psi = 1 - \frac{2e_o}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 4,7}{64} = 0,853; \quad \eta = 1 - \frac{4e_o}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 4,7}{64} = 0,71.$$

Коефіцієнт φ_1 знаходимо з урахуванням товщини обойми при $\alpha = 1000$:

$$\lambda_p = \frac{l_o}{h_{tot}} = \frac{240}{74} = 3,24, \quad \text{тоді } \varphi = 1,0;$$

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h_{tot} - 2 \cdot 4} = \frac{240}{74 - 8} = 3,64, \quad \text{тоді } \varphi_c = 1,0; \quad \varphi_l = 1,0.$$

Тоді міцність підсиленого простінку

$$\begin{aligned} N &\leq m_g \varphi \cdot \psi \left[\left(\gamma_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + \gamma_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right] = \\ &= 1 \cdot 1 \cdot 0,853 \left[\left(1,0 \cdot 0,11 + 0,71 \frac{3 \cdot 0,14}{1 + 0,14} \cdot \frac{15,5}{100} + 0,71 \frac{3 \cdot 0,06}{1 + 0,06} \cdot \frac{22}{100} \right) 64 + \right. \\ &\left. + 1,0 \cdot 2020 \cdot 0,85 + 20,1 \cdot 5,75 \right] = 1572,8 \text{ кН} > N = 1500 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Умова виконується, тобто міцність простінку, підсиленого залізобетонною обоймою, забезпечена.

Список джерел

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : Стройиздат, 1985.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К: Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
3. СНиП II-21-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М. : Стройиздат, 1982.
4. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М. : Стройиздат, 1978.
5. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М. : Стройиздат, 1978.
6. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. – М. : Стройиздат, 1985.
7. Молодченко Г. А., Гринь В. И. Реконструкция и усиление зданий и сооружений. – К. : ИСДО, 1993.
8. Семенов В. Н. Унификация и стандартизация проектной документации для строительства. – М. : Стройиздат, 1985.

Навчальне видання

**Псурцева Ніна Олексіївна,
Пустовойтова Оксана Михайлівна**

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
з дисципліни

“ОБСТЕЖЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДІВЕЛЬ”

(для студентів усіх форм навчання напряму підготовки “Будівництво” спеціальності 7.06010103; 8.06010103 – “Міське будівництво та господарство”, спеціалізації 7.0601010303; 8.0601010303 “Технічне обслуговування, ремонт та реконструкція будівель”)

Відповідальний за випуск к.т.н., доц.. *Є. Г. Стоянов*

За авторською редакцією

Комп’ютерне верстання О. А. Балашова

План 2012, поз.5 л

Підп. до друку 23.10.2013

Формат 60x84 /16

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 4,94

Тираж 50 пр

Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб’єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011 р.