



Національний університет
водного господарства
та природокористування

В.Є. БАБИЧ, В.В. КАРАВАН, М.С. ЗІНЧУК



**ПРОЕКТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ
І АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Рівне 2010



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування

В.Є. Бабич, В.В. Караван, М.С. Зінчук

**ПРОЕКТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ
І АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

За редакцією докт. техн. наук,
професора Є.М. Бабича

Навчальний посібник

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
як навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямом підготовки «Будівництво»*

Рівне 2010

УДК 693.827(075)

ББК 38.5я7

Б13

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
(Лист від 10.06.2009 р. № 1/11 – 4014)*

Рецензенти:

Барашиков А.Я., завідуючий кафедрою залізобетонних і кам'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, лауреат державної премії України, доктор технічних наук, професор;

Дворкін Л.Й., завідуючий кафедрою технології будівельних виробів і матеріалознавства Національного університету водного господарства та природокористування, Заслужений діяч науки і техніки України, доктор технічних наук, професор;

Кінаш Р.І., завідуючий кафедрою архітектурних конструкцій Національного університету «Львівська політехніка», доктор технічних наук, професор.

Бабич В.Є., Караван В.В., Зінчук М.С.

Б13. / Проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій:
Навчальний посібник / За редакцією д.т.н. проф. Бабича Є.М. – Рівне:
НУВГП, 2010. - 196 с.

ISBN

Висвітлені основні фізико-механічні характеристики кам'яної кладки, основні положення розрахунку кам'яних і армокам'яних елементів при різних видах навантажень, наведені основи проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій цивільних і промислових будівель відповідно до чинних норм.

Навчальний посібник для студентів, які навчаються за напрямом «Будівництво».

УДК 693.827(075)

ББК38.5я7

ISBN

© Бабич В.Є., Караван В.В., Зінчук М.С., 2010

© Національний університет водного

господарства та природокористування, 2010



Вступ	6
Змістовий модуль 1. Механічні характеристики кам'яної кладки	9
<i>Теоретичне ядро</i>	<i>.....</i>
1.1. Матеріали для кам'яних і армокам'яних конструкцій.....	9
1.1.1. Кам'яні матеріали і виробы.....	9
1.1.2. Будівельні розчини.....	12
1.1.3. Армура	12
1.2. Напружений стан каменю і розчину при стисканні кладки	13
1.3. Стадії роботи кам'яної кладки при стисканні	15
1.4. Основні фактори, які впливають на міцність кладки	16
1.5. Міцність кладки при центральному стисканні	19
1.6. Міцність кладки на розтягання та зрізання	21
1.7. Деформаційні характеристики кладки	22
1.8. Нормативні і розрахункові опори кам'яних кладок та армури	26
<i>Практикум</i>	<i>27</i>
Приклади характерних задач	27
<i>Контрольні питання</i>	<i>29</i>
Змістовий модуль 2. Розрахунок міцності неармованих елементів кам'яних конструкцій	30
<i>Теоретичне ядро</i>	<i>30</i>
2.1. Розрахунок центрально стиснутих елементів	30
2.2. Розрахунок кам'яної кладки на місцеве стискання (зминання)	33
2.3. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів.....	37
2.4. Розрахунок елементів, що працюють на косий стиск	44
2.5. Розрахунок елементів на згин, розтяг та зріз	45
2.6. Розрахунок елементів з неармованої кладки за граничними станами другої групи.....	46
<i>Практикум</i>	<i>50</i>
Приклади характерних задач	50
Приклади задач підвищеної складності	56
<i>Контрольні питання</i>	<i>60</i>



Змістовий модуль 3. Армокам'яні конструкції та їхні

елементи	61
<i>Теоретичне ядро</i>	61
3.1. Мета та види армування кладок	61
3.2. Конструктивні особливості армокам'яних елементів з сітчастим (непрямим) армуванням	61
3.3. Розрахунок елементів з сітчастим армуванням	63
3.4. Конструктивні особливості армокам'яних конструкцій з поздовжнім армуванням	66
3.5. Розрахунок стиснутої кладки з поздовжнім армуванням	67
3.6. Розрахунок армованих кам'яних згинальних та центрально розтягнутих елементів	74
3.7. Комплексні елементи	75
3.8. Кам'яні елементи, посилені обоймами	78
3.9. Розрахунок армованих кладок за граничними станами другої групи	82
<i>Практикум</i>	84
Приклади характерних задач	84
Приклади задач підвищеної складності	90
<i>Контрольні питання</i>	99

Змістовий модуль 4. Основні положення

проекування кам'яних будівель та їхніх частин

101

<i>Теоретичне ядро</i>	101
4.1. Конструктивні схеми кам'яних будівель	101
4.2. Розрахунок стін будівель з жорсткою конструктивною схемою	104
4.3. Розрахунок стін і стовпів будівель з пружною конструктивною схемою	110
4.4. Розрахунок багатошарових стін	116
4.5. Проектування опирання балок і плит на кам'яні стіни	119
4.6. Анкерування стін і стовпів	123
4.7. Розрахунок перемичок та висячих стін	125
4.8. Розрахунок стін підвалів	131
4.9. Проектування карнизів і парапетів	133
4.10. Особливості проектування кам'яних конструкцій, що зводяться в зимовий час	135



<i>Практикум</i>	138
Приклади характерних задач	138
Приклади задач підвищеної складності	143
<i>Контрольні питання</i>	161
Література	163
Додаток А. Розрахункові значення опору кам'яних кладок	164
Додаток Б. Характеристики арматури і сталей для армокам'яних конструкцій	176
Додаток В. Основні відомості про навантаження і впливи	185
Предметний покажчик	194





ВСТУП

Кам'яна кладка – це будівельний матеріал, який складається з каменів різних видів, з'єднаних між собою розчином. Кам'яна кладка, яка має певну форму і розрахована на виконання певних огорожуючих і несучих функцій, утворює кам'яну конструкцію. В багатьох випадках, щоб зменшити поперечні перерізи кам'яних конструкцій або коли в них виникають розтягуючі зусилля, в кладці розташовують металеві сітки або поздовжні стержні. Такі конструкції називають армокам'яними.

Використання кам'яних конструкцій нараховує декілька тисячоліть. Древніми спорудами з природного каменю, що частково збереглися, є будівлі кам'яного віку з великих брил та плит. До більш пізнього періоду відносяться кріпосні стіни (фортеці) з масивних каменів, гробниці єгипетських фараонів – піраміди, складені з великих обтесаних каменів.

З розвитком суспільства і удосконаленням засобів виробництва замість крупно розмірних каменів почали широко використовувати грубо або добре обтесані дрібні камені та з'явилися камені із сирцевих матеріалів на основі глини та гіпсових в'язучих, з яких зводили будівлі в країнах з жарким кліматом понад шість тисяч років тому. Понад чотири тисячі років тому у Вавилоні почали виготовляти обпалену глиняну цеглу.

Природні камені, цегла-сирець і обпалена цегла були основними матеріалами для будівництва в Древній Греції, Римі і інших країнах, а в середніх століттях – в Західній Європі. До нас дійшли видатні пам'ятки архітектури того часу.

З утворенням Київської держави починається інтенсивне будівництво кам'яних будівель і споруд. Будівництво спочатку виконували з природних каменів з проміжними рядами з обпаленої глиняної цегли, а потім із тесаного білого каменю і в подальшому з брускової цегли.

Перші армокам'яні конструкції застосовані в XI столітті при зведенні стін храму Светі-Цховелі в Грузії (в горизонтальні шви були вкладені ковані металеві стрічки). При будівництві Покровського собору в Москві (XVI століття) вперше застосовано плоске цегляне перекриття, армоване в швах стрічковою сталлю.

Застосовуючи кам'яні конструкції на протязі багатьох тисячоліть, людство навчилася будувати великі будівлі, які часто вражали легкістю і



естетичністю своїх конструкцій. Такі собори Київської Русі, Візантійської імперії, а також багато соборів Західної Європи. В ті часи створювалися будівлі як би на дотик, без розрахунків, без науково обґрунтованих експериментальних досліджень, а тому в минулому було немало невдач і аварій. В XIX столітті були вироблені емпіричні правила зведення кам'яних будівель і споруд, а в тридцяті роки XX століття існували емпіричні формули для розрахунків конструкцій, але вони не врахували складність багатьох із них.

В нашій країні найважливішим видом будівельних матеріалів для майже всіх видів будівництва були і залишаються сьогодні природній і штучний камінь та обпалена цегла. Кам'яні та армокам'яні конструкції широко використовуються в різних галузях будівництва завдяки їхній довговічності та вогнестійкості. З них зводять стіни і колони будівель та споруд, підпірні стіни, димові труби, транспортні галереї, силосні корпуси та інші спеціальні споруди. На сучасному етапі розширення будівництва, яке характеризується більш інтенсивним використанням індивідуальних проектів, застосування кам'яних конструкцій набуває нового розвитку. А це в свою чергу вимагає більш поглибленого вивчення теорії і практики проектування і зведення будівель і споруд з використанням кам'яних і армокам'яних конструкцій.

Широке використання кам'яних конструкцій обумовлюється їхніми значними перевагами: достатня міцність і висока довговічність; вогнестійкість; використання місцевих матеріалів; надання конструкціям будь-яких форм; малі експлуатаційні витрати. Але кам'яним конструкціям притаманні і певні недоліки: труднощі в механізації будівельних процесів; недостатня теплостійкість; труднощі при зведенні в зимовий час.

В наш час застосування нових технологій забезпечує виготовлення високоефективних різноманітних кам'яних матеріалів, що забезпечує широке використання кам'яних конструкцій в будь якій галузі будівництва: промислового, цивільного, гідротехнічного, енергетичного тощо.

Якісне будівництво потребує наукового та інженерного забезпечення. Суттєвий вклад в розвиток кам'яних і армокам'яних конструкцій внесли такі вчені, як М.А. Белелюбський, Л.Д. Проскураков, Ф.С.Ясинський, М.М. Аістов, Н.А. Попов, Н.М. Орлянкін, Л.І. Онищик та інші. Вагомі дослідження кам'яних конструкцій виконали українські вчені П.Л. Єременок, І.П. Єременок,

П.Ф. Вахненко, С.В. Макаров, М.М. Губій, О.О. Довженко, Є.В. Клименко та інші. Значні науково-дослідні роботи з кам'яними конструкціями виконані в Державному науково-дослідному інституті будівельних конструкцій (м. Київ).

В цьому посібнику висвітлені фізико-механічні характеристики кам'яної і армокам'яної кладки, основні положення проектування кам'яних будівель та їхніх елементів та наведені приклади рішення найбільш розповсюджених задач.

В навчальному посібнику використана Міжнародна система одиниць (СИ), прийняті стандартизовані умовні позначення та індексація навантажень, фізико-механічних величин, характеристик матеріалів, геометричних розмірів і статичних характеристик перерізів кам'яних і армокам'яних елементів.

В прикладах рішення задач за одиницю навантаження прийнято Ньютон (Н), напруження в Паскалях ($\text{Па} = \text{Н}/\text{м}^2$), геометричні характеристики елементів в метрах (м), для переходу від табличних значень механічних характеристик матеріалів, поданих в МПа, використовується коефіцієнт 10^6 ($\text{МПа} = \text{Па} \times 10^6$). Можна також використовувати співвідношення $\text{МПа} = 100 \text{ Н}/\text{см}^2 = 0,1 \text{ кН}/\text{см}^2$.

Структура посібника відповідає вимогам кредитно-трансферної системи організації навчального процесу. Увесь навчальний матеріал викладений у чотирьох змістових модулях, які в свою чергу містять теоретичне ядро та практикум. В кінці кожного змістового модуля наведені контрольні питання.

Автори висловлюють подяку доктору технічних наук професору Барашикову А.Я., доктору технічних наук професору Дворкіну Л.Й. та доктору технічних наук професору Кінашу Р.І. за корисні поради та зауваження, урахування яких сприяло підвищенню якості змісту навчального посібника.



МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ КАМ'ЯНОЇ КЛАДКИ

ТЕОРЕТИЧНЕ ЯДРО

1.1. Матеріали для кам'яних і армокам'яних конструкцій

Основними будівельними матеріалами для кам'яних і армокам'яних конструкцій є природні і штучні камені та блоки, будівельні розчини і арматура.

1.1.1. Кам'яні матеріали і вироби. За походженням всі матеріали і вироби поділяють на дві основні групи: *природні*, що добувають в кам'яних кар'єрах, і *штучні*, що виготовляють з різної мінеральної сировини шляхом обпалення при високій температурі та на основі в'яжучих з тужавленням на повітрі або з термовологісною обробкою.

Залежно від розмірів кам'яні матеріали і вироби поділяють на панелі, крупні блоки, звичайні камені та цеглу. В будівництві використовують панелі і крупні блоки із бетону, силікальцита, керамічних матеріалів та природних каменів. Залежно від призначення їх ділять на фундаментні, цокольні, для стін підвалів, зовнішніх і внутрішніх стін, карнизні та для санітарних вузлів. Цеглу та камені виготовляють повнотілими та порожнистими.

Природні камені за способом отримання, видами обробки, призначенням поділяють на рвані та подрібнені. Вони можуть виготовлятися із таких порід, як вапняки, піщаники, доломіти, граніт, діорит, габро, базальт, діабаз.

Рваний бутовий камінь застосовують для кладки фундаментів, при зведенні стін нежитлових будинків, для кріплення земляних укосів тощо. Розміри бутового каменю знаходяться в межах 150 ... 500 мм. Цей камінь отримують як із щільних гірських порід з марками за міцністю на стиск від 100 до 1400 МПа і морозостійкістю до 300 циклів, так із пористих матеріалів з марками за міцністю 25 ... 100 МПа і морозостійкістю до 15 циклів.



Подрібнений камінь використовують у вигляді щебеню, крихти, штучного піску в основному як заповнювачі для бетонів.

Широкого використання в будівництві набули штучні камені, а саме: цегла різних видів (глиняна звичайна, повнотіла, пустотіла, силікатна, шлакова та ін.), камені керамічні порожнисті, камені із важкого і легкого бетонів (суцільні і порожнисті).

Штучні вироби класифікують за такими основними показниками: призначенням; міцністю; розмірами; середньою густиною; морозостійкістю; радіоактивністю. За призначенням вироби поділяють на два види: рядові і лицьові. Рядові вироби використовують для кладки зовнішніх і внутрішніх стін та інших елементів будинків і споруд, для виготовлення стінових панелей і блоків, а також для кладки фундаментів.

Цеглою називають штучні камені, які мають правильну форму паралелепіпеда, товщина яких не перевищує 13 см, а маса складає не більше 4,3 кг.

Керамічні цегла та камені виготовляються способом напівсухого пресування або пластичного формування глинистих і кремнеземистих (трепел, діатоміт) осадових порід і промислових відходів (вуглеводобутку і вуглезбагачення, золи виносу, шлаків тощо) з мінеральними та органічними домішками або без них з наступним випаленням у печах. Такі вироби повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-61-97 «Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові». Маса цегли у висушеному стані повинна бути не більше 4,3 кг, каменів – не більше 16 кг.

Звичайну цеглу виробляють розмірами 250×120×65 мм, а потовщену – 250×120×88 мм. Застосовують також модульну цеглу розмірами 288×138×63 мм (потовщена – 288×138×88 мм). Звичайні керамічні камені мають розміри 250×120×138 мм, а модульні – 288×138×138 мм. Може також бути використаний укрупнений камінь з розмірами 250×250×138 мм.

За міцністю керамічну цеглу та камені поділяють на марки, які можуть бути 100, 125, 150, 175, 200, 250 і 300. Рядові вироби можуть виготовлятися марки 75.

Цегла та камені силікатні повинні задовольняти вимогам ДСТУ Б В.2.7.-80-98 «Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови». За призначенням цегла і камені поділяються на рядові, які використовують для кладки зовнішніх і внутрішніх стін



будинків і споруд, та лицьові, які використовують для кладки і одночасного облицювання зовнішніх і внутрішніх стін.

Силікатна цегла може бути одинарна з розмірами $250 \times 120 \times 65$ мм, і потовщена з розмірами $250 \times 120 \times 88$ мм. Силікатні камені виготовляють з розмірами $250 \times 120 \times 138$ мм.

За середньою густиною силікатні цеглу і камені у висушеному до постійної маси стані поділяють на: легкі з середньою густиною до 1450 кг/м^3 ; полегшені з середньою густиною від 1451 до 1650 кг/м^3 ; важкі з середньою густиною понад 1650 кг/м^3 .

За міцністю силікатну цеглу і камені поділяють на марки 75, 100, 125, 150, 175, 200, 250 і 300. Лицьові вироби повинні мати марки за міцністю: цегла – не менше 125, камені – не менше 100.

Для кам'яних і армокам'яних конструкцій можуть бути використані камені і блоки, які виготовляють вібраційним, вібропресовим або іншими способами з легкого та важкого бетонів на цементному в'язучому. Такі камені і блоки виготовляють повнотілими або порожнистими, рядовими або лицьовими. Вони повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-7-94 «Будівельні матеріали. Вироби бетонні стінові дрібноштучні. Технічні умови». Камені повнотілі і порожнисті мають розміри $250 \times 120 \times 138$ мм, а блоки довжиною 390, 590, 290 і 140 мм, шириною відповідно 190 і 90, 90, 300, 350 і 400 мм. Всі блоки мають висоту 188 мм. За міцністю бетонні камені і блоки виготовляють таких марок: M200; M150; M125; M100; M75; M50; M25; M15; M10.

За морозостійкістю для усіх каменів, блоків і цегли встановлені марки F50, F35, F25, F15. Лицьові вироби повинні мати марку за морозостійкістю не нижче F25. Марка матеріалів вказує на кількість циклів заморозування і відтаювання зразків в насиченому водою стані, яку вони витримують без видимих пошкоджень і суттєвого зниження міцності при осьовому стисненні.

Морозостійкість кам'яних матеріалів і бетонів характеризує їхню довговічність. Внаслідок атмосферних опадів і капілярної вологи, що мігрує в порах та тріщинах каменів чи бетону, може накопичуватися волога, яка при замерзанні, збільшуючись в об'ємі, намагається розірвати стінки пор або збільшити тріщини. Отже, більш морозостійкі щільні матеріали, які не мають тріщин, а також матеріали з замкнутими порами.



3 керамічної та силікатної цегли можуть в заводських умовах виготовляти стінові панелі, які за призначенням поділяють на зовнішні, внутрішні, вентиляційні, цокольні, а за конструкцією – одношарові та багатошарові. За характером роботи панелі можуть бути несучими, самонесучими та ненесучими.

1.1.2. Б у д і в е л ь н і р о з ч и н и. Будівельні розчини повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-23-95 «Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови». До суміші розчину ставляться вимоги за рухомістю, водоутримуваною здатністю та розшарованістю. Розчини поділяють на важкі з середньою густиною 1500 кг/м^3 і більше та легкі з середньою густиною меншою за 1500 кг/м^3 . Розчини призначені для кладочних, штукатурних та спеціальних робіт.

Розчини будівельні поділяють на прості з використанням одного виду в'язучого (цемент, вапно, гіпс та інші) та складні з використанням змішаних в'язучих (цементно-вапняні, вапняно-зольні, вапняно-гіпсові та інші).

Кладочні розчини служать для скріплення різноманітних окремих каменів в моноліт та рівномірного розподілення між ними напружень. При зведенні конструкцій, що піддаються систематичному впливу води, наприклад фундаментів, що розташовані нижче рівня ґрунтових вод, застосовують цементні розчини, а для надземної кладки широко застосовують вапняні та цементно-вапняні розчини.

Торкрет-розчини одержують з суміші цементу і піску у відношенні 1:1 ... 2:1 за масою. Такі розчини наносяться на поверхні конструкцій за допомогою торкрет-гармати.

Для розчинів встановлені такі марки за міцністю на стиск: М4; М10; М25; М50; М75; М100; М150; М200. За морозостійкістю розчини приймають марок F10, F15, F25, F35, F50, F75.

1.1.3.А р м а т у р а. Для армування кам'яних кладок використовують стержньову і дровову арматуру. Стержньова арматура повинна задовольняти вимогам ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови», дровова – ГОСТ 6727-80.



Для армування кам'яних кладок використовують стержньову арматуру класів А240С і А400С та дротову класу Вр-І. Для поздовжньої і поперечної арматури, анкерів та в'язів використовують стержні класів А240С і А400С, а для сітчастого армування - арматуру класів А240С і Вр-І.

1.2. Напружений стан каменю і розчину при стисканні кладки

Кам'яна кладка, яка складається з каменів і швів, заповнених затверділим розчином, є монолітним неоднорідним пружно-пластичним тілом і має свої особливості поведінки під навантаженням. Навіть при центральному навантаженні камінь і розчин знаходяться в умовах складного напруженого стану. Вони одночасно можуть піддаватися позacentровому стисканню, згинанню, розтяганню, зрізу та зминанню. На напружено-деформований стан кладки впливають багато факторів, основними з яких є такі:

1. Неоднорідність розчинної постелі каменя, причинами якої можуть бути: нерівномірне розподілення в розчині в'язучого, заповнювача та води; неоднакові всмоктуюча здатність каменю і водоутримувальна здатність розчину по площині стискання; в процесі твердіння розчину відбувається його нерівномірна усадка, внаслідок чого виникають усадочні деформації спричиняють відрив розчину від каменів, через що камені можуть бути опертими на розчин в окремих точках. Неоднорідність розчинної постелі призводить до концентрації напружень на ділянках з більшою міцністю і жорсткістю, а камені можуть піддаватися місцевому стиску, згину та зрізу (рис. 1.1 і рис. 1.2)).

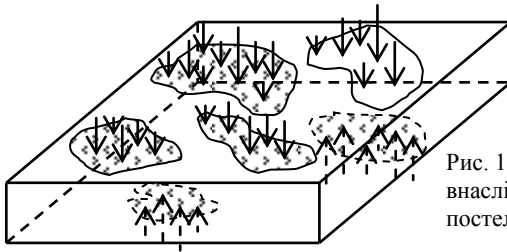


Рис. 1.1. Схема концентрації напружень внаслідок неоднорідності розчинної постелі

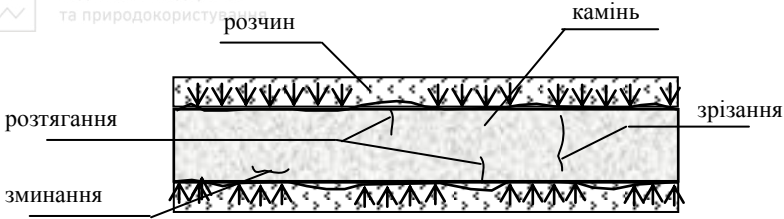


Рис. 1.2. Напружений стан каменя внаслідок неоднорідності розчинної постелі

2. Різниця деформаційних властивостей каменя і розчину. При стисканні на поверхнях примикання розчину і каменя не можливе виникання незалежних поперечних деформацій. Оскільки між розчином і каменем виникають сили тертя і є зчеплення, в поперечному напрямку їхні деформації однакові, а тому за умови виникання дотичних напружень більш жорсткий матеріал стримує деформації менш жорсткого. Якщо жорсткість розчину менша жорсткості каменя, то в останньому виникають напруження розтягання (рис. 1.3). Такі напруження складаються з напруженнями від згину і зрізу і можуть перевищити міцність каменів на розтягання.

3. Неоднорідність каменів і пов'язана з нею різниця деформаційних властивостей самих каменів.

4. Наявність вертикальних швів в кладці і отворів в порожнистих каменях, які сприяють поблизу них концентрації напружень.

5. Неправильна форма каменів, яка спричиняє концентрацію напружень на виступаючих ділянках (рис. 1.4).

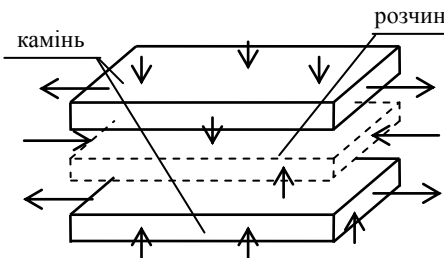


Рис. 1.3. Напружений стан каменя і розчину внаслідок їхніх різних деформаційних властивостей

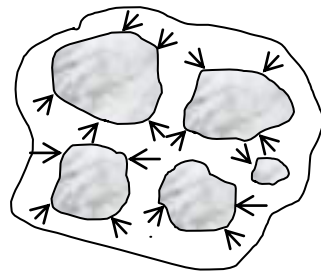


Рис. 1.4. Концентрація напружень в каменях неправильної форми



1.3. Стадії роботи кам'яної кладки при стисканні

Від початку навантаження до руйнування в кам'яних кладках можна спостерігати чотири стадії їхньої роботи (рис. 1.5).

На *першій стадії* роботи відсутні будь-які пошкодження, діюче стискаюче навантаження q не викликає утворення тріщин, тобто $q < q_{cpc}$ (де q_{cpc} - навантаження, за якого виникають перші тріщини). При першій стадії роботи кладка знаходиться в нормальному технічному стані (рис. 1.5а).

Друга стадія характеризується утворенням тріщин, коли навантаження досягає значення $q = q_{cpc}$ (рис. 1.5б). Перші тріщини в більшості випадків утворюються над і під вертикальними швами та внаслідок згину і зрізу окремих каменів. Навантаження q_{cpc} , за якого утворюються перші тріщини, залежить від фізико-механічних характеристик каменів і розчину та якості виконання кладки.

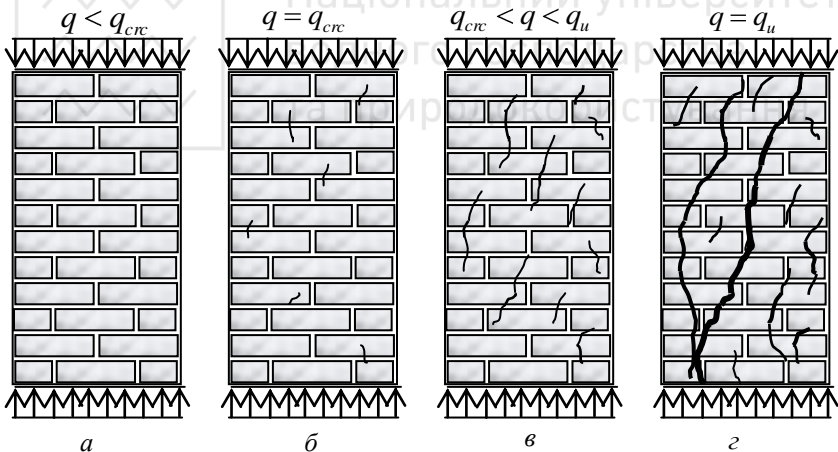


Рис. 1.5. Стадії роботи кам'яної кладки при стисканні:
а, б, в, з – відповідно перша, друга, третя та четверта стадії

Навантаження q_{cpc} менше від руйнуючого q_u , а їхнє співвідношення залежить від міцності розчину та віку кладки. Зі зменшенням міцності розчину відношення q_{cpc} / q_u зменшується. В часі деформаційність розчину зменшується, кладка стає більш



крихкою, а тому відношення $q_{ср} / q_u$ збільшується, тобто навантаження, за якого утворюються тріщини, наближається до руйнівного (табл. 1.1).

Робота кам'яної кладки в другій стадії при постійному навантаженні в часі стабілізується, а кладка знаходиться в задовільному технічному стані.

Таблиця 1.1

Середні відношення $q_{ср} / q_u$ для цегляної кладки

Розчин	Вік кладки, діб		
	3	28	720
Цементний	0,6	0,7	0,8
Цементно-вапняний	0,5	0,6	0,7
Вапняний	0,4	0,5	0,6

Третя стадія роботи є продовженням другої стадії при збільшенні навантаження в межах $q_{ср} < q < q_u$. В ній розвиваються тріщини, які утворилися в другій стадії роботи, та виникають нові тріщини (рис. 1.5в). Окремі тріщини об'єднуються одна з одною, що є причиною розшарування кладки на окремі вертикальні елементи, які працюють на позацентровий стиск. Якщо і припинити збільшення навантаження, то процес розвитку тріщин не припиняється. Ця стадія роботи кладки є аварійною, а сама кладка потребує негайного підсилення або заміни новою.

В *четвертій стадії* продовжується процес її розшарування на окремі елементи, відбувається їхнє відокремлення один від іншого, тобто настає руйнування кладки (рис. 1.5г).

1.4. Основні фактори, які впливають на міцність кладки

На міцність кам'яної кладки впливає багато факторів, а саме: міцність, розміри та форма каменів; наявність порожнин в каменях; міцність, деформаційність та рухомість розчину; якість, заповнення і перев'язка швів; зчеплення розчину з каменями.

Міцність каменів. Зі збільшенням міцності каменів підвищується якість і міцність кладки. Наприклад, збільшення міцності цегли в 2



рази призводить до збільшення міцності кладки в 1,5...1,7 рази. Але значне збільшення міцності цегли не завжди суттєво підвищує міцність кладки, оскільки зі збільшенням міцності цегли збільшується різниця між її деформаційними характеристиками і такими ж характеристиками розчину, що викликає в цеглі значні розтягуючі зусилля. Міцність кладки також суттєво залежить від опору каменів згину та зрізу. Отже, необхідно вибирати оптимальні співвідношення між міцністю каменів і розчину, при цьому цеглу треба підбирати за міцністю на стиск та згин.

Розміри каменів. Зі збільшенням розмірів каменів, зменшується кількість горизонтальних і вертикальних швів і підвищується опір каменя згину і зрізу. Тому при виконанні кладки з каменів однакової міцності, збільшення розмірів обумовлює вищу міцність кладки. Але потрібно зважати на те, що при менших розмірах каменів отримується більш однорідний горизонтальний шов.

В кладці із бетонних і інших каменів та в кладці із блоків внаслідок їхньої суттєвої висоти поперечні перерізи мають значний опір згину і зрізу, а тому, на відміну від цегли, марку каменів визначають тільки за межею міцності на стискання.

Форма каменів. Чим правильніше форма каменів, тим краще передається навантаження через горизонтальні шви, кладка більш однорідна. В каменях неправильної форми навантаження передається на окремих ділянках (див. рис. 1.4), кладка більш неоднорідна. При використанні каменів неправильної форми перев'язка їхня в кладці не значна, переважну частину об'єму займає розчин, а тому міцність останнього, в основному, визначає міцність кладки.

Порожнини в каменях. Порожнини зменшують міцність як порожнистих каменів, так і кладки з них. Зменшення міцності (марки) порожнистих каменів не пропорційне ослабленню їхнього горизонтального перерізу і зазвичай марка порожнистих каменів, особливо бетонних, нижча, ніж можна було б передбачити за міцністю бетону з урахуванням порожнин. Крім цього, за однакової марки каменів, міцність кладки з порожнистих бетонних блоків на 15 ... 20 % менша міцності кладки з повнотілих каменів. Це пояснюється менш рівномірним розподіленням напружень в кладці з порожнистих каменів, за винятком кладок із порожнистої цегли і керамічних блоків з вузькими щілинами.



Міцність розчину. Міцність розчину суттєво впливає на міцність

кладки. У випадках застосування розчину з низькою міцністю руйнування швів при стисканні розпочинається раніше руйнування кладки в цілому, оскільки збільшуються деформації каменів і їхнє руйнування розпочинається раніше, ніж в кладках на міцних розчинах. Зі збільшенням міцності розчину зменшуються його деформації у швах, що збільшує міцність кладки. Міцність розчину в більшій мірі впливає на міцність кладки, коли вона менша міцності каменів. В найбільшій мірі міцність розчину впливає на міцність кладки з каменів неправильної форми, потім цегляної кладки, кладки із бетонних каменів і найменше – на міцність кладки із крупних блоків.

Деформаційність (пружно-пластичні характеристики) розчину.

Під пружно-пластичними характеристиками розчину розуміють залежність між його деформаціями і напруженнями, а також максимальні деформації під час руйнування. В підрозділі 1.2 показано, що деформаційність розчину має великий вплив на міцність кладки. При більшій стисливості розчину збільшуються напруження розтягу, згину та зрізу в каменях, зі зниженням міцності розчину збільшуються його деформації, зменшується міцність кладки. Чим щільніший розчин (чим більша його об'ємна вага), тим менша його деформаційність і, як наслідок, більша міцність кладки. Наприклад, вапняні розчини мають велику рухомість, але невелику міцність і високу деформаційність, що спричиняє низьку міцність кладки. Цементно-вапняні розчини мають більшу міцність і меншу деформаційність, а тому кладка з їх використанням має більшу міцність, ніж на чисто вапняних. Найбільшу міцність мають кладки на цементних розчинах, але в цьому випадку досягається менша однорідність швів.

Рухомість розчину (зручність укладання). Більша рухомість дає можливість влаштувати більш рівні шви, зменшує напруження на згин і зріз та підвищує міцність кладки. Тому доцільно використовувати змішані розчини (переважно цементно-вапняні) з використанням домішок. Чисто цементні розчини доцільно використовувати для кладки підземних елементів (нижче рівня ґрунтових вод).

Якість кладки. Якість кладки, яка залежить від кваліфікації виконавців, характеризується заповненням горизонтальних швів,



що суттєво впливає на її міцність. Міцність кладок з одних і тих же матеріалів, але виконаних робітниками різної кваліфікації, може відрізнятись в 1,8 рази, а то і більше. Якісне виконання кладки є одним із кращих способів збільшення її міцності.

Перев'язка швів. Якщо не має перев'язки швів, то кладка складалась би з окремих стовпчиків, не з'єднаних між собою, що може призвести до втрати їхньої стійкості і передчасного руйнування кладки. Тому перев'язка швів обов'язкова. В цегляній кладці перев'язка повинна здійснюватися не рідше, ніж через п'ять рядів, в кладці із бетонних блоків – через три ряди. Зменшення кількості перев'язаних рядів в 1,5 ... 2 рази знижує міцність кладок на 10 ... 20%.

Зчеплення розчину з каменями. Теоретично і експериментально підтверджено, що зчеплення розчину з цеглою в горизонтальних швах майже не впливає на міцність кладки при стисненні. Але зчеплення збільшує монолітність кладки, покращує її роботу на згин і позacentровий стиск, на розтяг та зріз. Добре зчеплення розчину з каменями підвищує довговічність кладок, зменшує зволоження її атмосферними опадами, запобігає продуванню.

Заповнення вертикальних швів. Зчеплення розчину з каменями у вертикальних швах впливає позитивно на міцність кладки. Кладка з добре заповненими вертикальними швами має міцність на 8 % більшу, ніж кладка з порожніми вертикальними швами. Крім цього, добре зчеплення швів кладки має велике практичне значення для забезпечення теплотехнічних властивостей зовнішніх стін. Стіни з погано заповненими вертикальними швами дуже продуваються і за відсутності штукатурок не придатні для нормальної експлуатації.

1.5. Міцність кладки при центральному стисканні

Границя міцності всіх видів кладок при короткочасному центральному стисканні визначається за формулою професора Л.І.Онищика, яка має вигляд

$$R_u = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b + R_2 / (2R_1)} \right) \gamma \quad (\text{МПа}), \quad (1.1)$$

де R_u – границя міцності кам'яної кладки при стисканні;

R_1 – границя міцності каменів при стисканні;

R_2 – границя міцності розчину (кубикова міцність);



A – коефіцієнт конструктивної міцності кладки (конструктивний коефіцієнт), що визначається за формулою

$$A = \frac{10 + R_1}{10m + nR_1} < 1. \quad (1.2)$$

Коефіцієнт A характеризує максимально можливу міцність кладки. Так, із формули (1.1) при $R_2 \rightarrow \infty$ випливає, що $R_u = AR_1$, а оскільки коефіцієнт $A < 1$, то міцність кладки завжди менша міцності каменів.

Коефіцієнти a, b, m, n - залежать від виду кладки і визначені на підставі експериментальних даних (табл. 1.2).

При визначенні міцності кладки із повнотілих легкобетонних крупних блоків приймається коефіцієнт $A = 0,8$, а із крупних блоків з важкого бетону - $A = 0,9$.

Таблиця 1.2

Значення коефіцієнтів a, b, m, n .

Кладка	a	b	m	n
Цегляна(висота ряду від 5 до 15 см) і із крупних цегляних блоків	0,20	0,30	1,25	3,0
Із повнотілих каменів правильної форми (висота ряду 18 ... 29см)	0,15	0,30	1,10	2,5
Те саме, із порожнистих каменів	0,15	0,30	1,50	2,5
Із каменів неправильної форми	0,20	0,25	2,50	8,0

Якщо міцність цегли на згин менша за передбачену ДСТУ Б В.2.7.-61-97, то конструктивний коефіцієнт A визначається за формулою

$$A = \frac{1,2}{1 + R_1 / (3R_{ub})}, \quad (1.3)$$

де R_{ub} – міцність цегли при згині.

Коефіцієнт γ враховується при використанні розчину низьких марок (25 і нижче). Ці коефіцієнти приймають рівними при:

$$R_2 > R_{2,1} \quad \gamma = 1;$$



$$R_2 < R_{2,1} \quad \gamma = \frac{\gamma_0 R_{2,1} + (3 - \gamma_0) R_2}{R_{2,1} + 2R_2} \quad (1.4)$$

Для кладки із цегли і каменів правильної форми $R_{2,1} = 0,04 R_1$ і $\gamma_0 = 0,75$, а для кладки із каменів неправильної форми - $R_{2,1} = 0,08 R_1$ і $\gamma_0 = 0,25$.

Формула (1.1) використовується для випадків, коли якість кладки відповідає рівню масового будівництва, а розчини відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.7-23-95. Якщо ці умови не дотримуються то вплив різних факторів ураховується шляхом введення в формулу (1.1) додаткових коефіцієнтів.

Границя міцності кладки та бетону залежать від тривалості дії навантаження. Границею тривалого опору кладки і бетону R_g вважається максимальне напруження, яке кладка і бетон можуть витримати необмежений час без руйнування. Для цегляної кладки на міцних розчинах марок 50 і вище орієнтовно приймають $R_g = 0,8 R_u$, марок 10 і 25 – $R_g = 0,7 R_u$, а для кладок на вапняному розчині - $R_g = 0,6 R_u$. Для важкого бетону приймають $R_g = (0,80 \dots 0,85) R_u$.

1.6. Міцність кладки на розтягання та зрізання

При розтяганні і згині кладка частіше руйнується внаслідок порушення зчеплення між розчином і каменем. При застосуванні слабких розчинів руйнування може відбуватися по розчину в швах. При міцному розчині і хорошому зчепленні його з каменем, який має низьку міцність, руйнування може відбутися по каменю. Частіше руйнування відбувається внаслідок порушення зчеплення на одних ділянках, або розриву каменю чи розчину на інших.

Міцність зчеплення залежить від багатьох факторів: міцності, складу і консистенції розчину; віку розчину в момент використання, температурно-вологісного режиму твердіння розчину в кладці; абсорбційних властивостей каменів; площини контакту розчину з каменями; віку кладки та інших. Кожен з цих факторів може суттєво впливати на міцність зчеплення, а тому для кожного виду кладки вона встановлюється експериментальним шляхом.

Розтяг кладки може відбуватися по неперев'язаному і по перев'язаному швах. По неперев'язаному шву руйнування відбувається, коли навантаження q діє перпендикулярно до горизонтальних швів (рис. 1.6а). Границя міцності в цьому випадку



визначається нормальним зчепленням розчину з каменем S (перпендикулярним до площини горизонтальних швів).

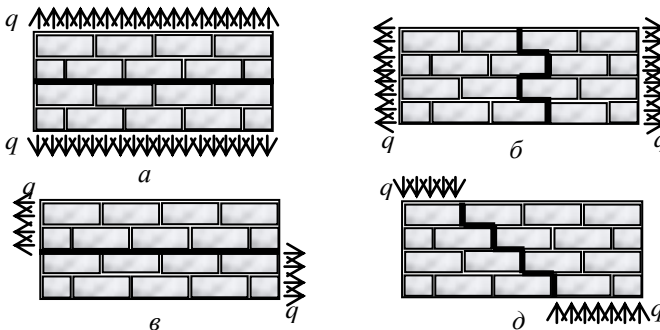


Рис. 1.6. Схеми роботи кам'яної кладки на розтягання та зрізання:
 a – на розтягання по неперев'язаному шву; b – те саме, по перев'язаному шву;
 c – на зрізання по неперев'язаному шву; d – те саме, по перев'язаному шву

По перев'язаному шву руйнування при розтяганні відбувається, коли q діє паралельно горизонтальним швам (рис. 1.6б). В цьому випадку границя міцності визначається дотичним зчепленням розчину з каменем T (паралельним площині горизонтальних швів). На підставі численних дослідів з урахуванням різних факторів встановлено, що дотичне зчеплення в 2 і більше разів перевищує нормальне зчеплення, $T \geq S$.

Зрізання кладки може також відбуватися по неперев'язаному і по перев'язаному шву (див. рис. 1.6в і 1.6д). В першому випадку границя міцності визначається дотичним зчепленням T , а в другому – нормальним S .

1.7. Деформаційні характеристики кладки

Кам'яна кладка є пружно-пластичним тілом. Її деформації залежать від швидкості короточасного навантаження та тривалості його дії. При навантаженні розрізняють такі деформації кладок: пружні (миттєві) деформації, які виникають при дуже швидкому навантаженні (декілька секунд від початку навантаження до руйнування); короточасні деформації, які відповідають звичайним швидкостям навантаження в лабораторних умовах ($0,6 \pm 0,2$) МПа/с; деформації при тривалому навантаженні протягом багатьох



років. При відсутності навантаження в кладках можуть виникати деформації усадки (зменшення в об'ємі).

Повні відносні деформації кладки ε_0 (без урахування усадки) можуть бути визначені за формулою

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{el} + \varepsilon_g, \quad (1.5)$$

де ε_{el} – пружні відносні деформації кладки;

ε_g – відносні деформації за тривалої дії навантаження.

Деформації ε_g можуть бути представлені у вигляді

$$\varepsilon_g = \varepsilon_{1g} + \varepsilon_{2g}, \quad (1.6)$$

де ε_{1g} – пластичні деформації, що виникають при короткочасному навантаженні;

ε_{2g} – деформації повзучості, що виникають при тривалій дії навантаження.

Пластичні деформації ε_{1g} бетонів і кладок на міцному розчині при напруженнях $\sigma \leq 0,5R_u$ зазвичай не перевищують 15 % від пружних деформацій. Повна деформація ε_0 при необмеженому часі t дії навантаження ($t \rightarrow \infty$) може перевищувати пружну ε_{el} в 2 ... 4 рази.

Відносна деформація кладки ε при короткочасній дії навантаження залежно від напруження може визначатися за формулою

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right), \quad (1.7)$$

де α – пружна характеристика кладки, яка залежить від виду кладки і марки розчину (для основних видів кладок значення α наведені в табл. 1.3);

σ – напруження, при дії якого визначаються деформації ε ;

R_u – середня границя міцності кладки (визначається за формулою (1.1)).

Залежність між напруженнями і деформаціями в кам'яній кладці має криволінійний характер, а модуль деформацій не є величиною постійною.

Розрізняють початковий модуль пружності кладки (модуль пружності) E_0 , дотичний модуль деформації E_{tan} та січний модуль деформації E . Ці модулі являють собою тангенси кутів нахилу відповідно дотичної до кривої деформування на початку координат та в точці з заданим напруженням і січної, проведеної через початок



Значення пружної характеристики α для окремих видів кладок

Вид кладок	Пружна характеристика кладки α				
	при марці розчину			при міцності розчину	
	25 – 200	10	4	0,2	0
1	2	3	4	5	6
1. Із крупних блоків, виготовлених із важкого і великопористого бетону на важких заповнювачах і із важкого природного каменя ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2. Із каменів, виготовлених із важкого бетону, природних важких каменів і буту	1500	1000	750	500	350
3. Із крупних блоків, виготовлених із бетонів на пористих заповнювачах і поризованих, багатопористих бетонів на легких заповнювачах, повнотілого силікатного бетону та з легкого природного каменя	1000	750	500	500	350
4. Із керамічних каменів	1200	1000	750	500	350
5. Із цегли глиняної пластичного пресування повнотілої і порожнистої, із порожнистих силікатних каменів, із каменів, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах, із легких природних каменів	1000	750	500	350	200
6. Із цегли силікатної повнотілої та порожнистої	750	500	350	350	200
7. Із цегли глиняної напівсухого пресування повнотілої та порожнистої	500	500	350	350	200

координат і точки з заданим напруженням (рис. 1.7) і визначаються за такими формулами:

$$E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el}}; \quad E_{\tan} = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}; \quad E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\varepsilon_0}. \quad (1.8)$$

Залежно від виду і міцності початковий модуль пружності кладки визначається за формулою

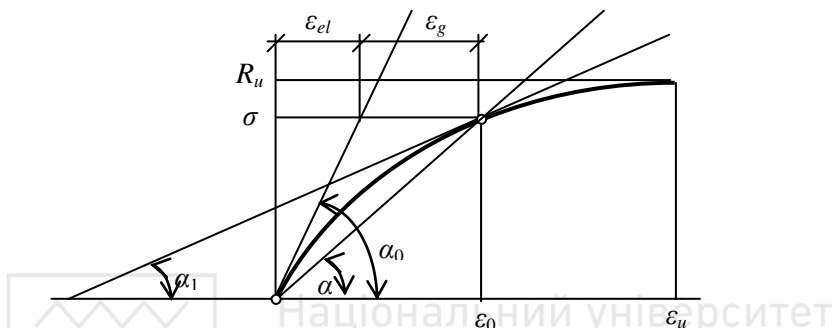


Рис. 1.7. Діаграма деформування кам'яної кладки при стисканні

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (1.9)$$

де α – пружна характеристика кладки (див. табл. 1.3).

Якщо для кладки справедлива формула (1.7), то дотичний модуль деформації можна визначити за формулою

$$E_{\tan} = E_0 \left[1 - \frac{\sigma}{(1,1R_u)} \right]. \quad (1.10)$$

В розрахунках в більшості випадків використовують січний модуль деформації E , який часто називають модулем пружно пластичності. Значення січного модуля приймають таким:

а) в розрахунках конструкцій за міцністю кладки для визначення зусиль в кладці, яка розглядається в граничному стані стиснення, за умови, що деформації кладки визначаються спільною роботою з елементами конструкцій, виготовленими з інших матеріалів (для визначення зусиль в затяжках склепінь, в шарах стиснутих багат шарових перерізів, зусиль, що спричиняються температурними деформаціями, в розрахунках кладки над рандбалками або під розподільчими поясами) за формулою

$$E = 0,5E_0; \quad (1.11)$$



б) при визначенні деформацій кладки при дії поздовжніх і поперечних сил, зусиль в статично невизначених рамних системах, в яких елементи конструкцій із кладки працюють спільно з елементами з інших матеріалів, періоду коливань кам'яних конструкцій, жорсткості конструкцій за формулою

$$E = 0,8E_0. \quad (1.12)$$

Модуль пружності кладки E_0 при тривалій дії навантаження з урахуванням повзучості належить зменшувати шляхом ділення на коефіцієнт повзучості ν , який приймається таким: для кладки із керамічних каменів з вертикальними щілинами при висоті каменя 138 мм - $\nu = 1,8$; для кладки із глиняної цегли пластичного і напівсухого пресування - $\nu = 2,2$; для кладки з крупних блоків або каменів, виготовлених із важкого бетону, - $\nu = 2,8$; для кладки із силікатної цегли і каменів повнотілих і порожнистих, а також із каменів, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах - $\nu = 3,0$.

Модуль зсуву кладки належить приймати рівним $G = 0,4E_0$.

1.8. Нормативні і розрахункові опори кам'яних кладок та арматури

Загальноприйняту методику визначення нормативного опору для кам'яних кладок використати не можна, оскільки кладка є композиційним матеріалом і її міцність не визначається певним стандартом. Умовний нормативний опір кладки R_n визначається за формулою

$$R_n = R_u(1 - 2C) = 0,7 R_u, \quad (1.13)$$

де R_u – середня міцність певного виду кладки;

C – коефіцієнт мінливості міцності кам'яної кладки, який на підставі статистичних даних прийнятий рівним $C = 0,15$ з забезпеченістю 0,98.

Ймовірність зменшення міцності кладки враховується шляхом ділення R_n на коефіцієнт 1,2, а інші другорядні фактори, які не враховуються розрахунком, і дефекти (ослаблення кладки пустими швами, гніздами, незначними відхиленнями стовпів і стін від вертикального положення тощо) – на коефіцієнт 1,15. Враховуючи це, додатковий коефіцієнт надійності кладки складас $\gamma = 1,2 \times 1,15 =$

1.4. Коефіцієнт γ використовується для визначення розрахункового опору кладки R , тобто

$$R = R_n/\gamma = 0,7 R_u/\gamma = 0,7 R_u/1,4 = 0,5 R_u. \quad (1.14)$$

Розрахункові опори R для основних видів кам'яних кладок наведені в табл. А.1 – А.10 додатку А.

Розрахункові і нормативні значення опору арматури класів А240С, А400С і Вр-1 наведені в додатку Б. Розрахункові опори арматури, наведені в табл. Б.1, належить множити залежно від виду армування конструкцій на коефіцієнт умов роботи γ_{cs} , значення якого наведені в табл. Б.2 додатку Б.

ПРАКТИКУМ

Приклади характерних задач

Приклад 1.1. Визначити межу міцності цегляної кладки R_u із суцільних каменів правильної форми з висотою ряду 25 см за таких вихідних даних: межа міцності каменів при стиску становить $R_1 = 75$ МПа; межа міцності розчину - $R_2 = 3,8$ МПа.

Рішення. 1. Згідно з табл. 1.2 приймаємо значення коефіцієнтів: $a = 0,15$; $b = 0,30$; $m = 1,1$; $n = 2,5$.

2. Визначаємо конструктивний коефіцієнт A за формулою (1.2)

$$A = \frac{10+75}{10 \cdot 1,1 + 2,5 \cdot 75} = 0,428.$$

3. Оскільки $R_2 > 2,5$, приймаємо $\gamma = 1,0$.

4. Межу міцності цегляної кладки визначаємо за формулою (1.1)

$$R_u = 0,428 \cdot 75 \left[1 - \frac{0,15}{0,30 + 3,8 / (1 \times 75)} \right] \cdot 1,0 = 17,3 \text{ МПа.}$$

Приклад 1.2. Визначити межу міцності цегляної кладки з висотою ряду 7,5см за таких даних: межа міцності цегли $R_1 = 50$ МПа; межа міцності розчину $R_2 = 1,9$ МПа.



Рішення. 1. Згідно з табл. 1.2 приймаємо значення коефіцієнтів $a = 0,20$; $b = 0,30$; $m = 1,25$; $n = 3,0$.

2. Визначаємо конструктивний коефіцієнт A за формулою (1.2)

$$A = \frac{10+50}{10 \times 1,25 + 3,0 \times 50} = 0,369.$$

3. Оскільки $R_2 = 1,9 \text{ МПа} < 2,5 \text{ МПа}$ і $R_{2,1} = 0,04 \times 50 = 2,0 \text{ МПа} > R_2 = 1,9 \text{ МПа}$ приймаємо коефіцієнт γ за формулою (1.4) при $\gamma_0 = 0,75$

$$\gamma = \frac{0,75 \times 2,0 + (-0,75) \times 1,9}{2,0 + 2 \times 1,9} = 0,996.$$

4. Межу міцності цегляної кладки визначаємо за формулою (1.1)

$$R_u = 0,369 \times 50 \left[1 - \frac{0,20}{0,30 + 1,9 / 50} \right] \times 0,996 = 6,88 \text{ МПа}.$$

Приклад 1.3. Визначити нормативний і розрахунковий опір цегляної кладки, якщо її межа міцності складає $R_u = 5,7 \text{ МПа}$.

Рішення. 1. Нормативний опір цегляної кладки за формулою (1.13) складає $R_n = 0,7 R_u = 0,7 \times 5,7 = 4,0 \text{ МПа}$.

2. Розрахунковий опір кладки за формулою (1.14) складає $R = 0,5 R_u = 0,5 \times 5,7 = 2,85 \text{ МПа}$.

Приклад 1.4. Визначити січний модуль деформації цегляної кладки E , виконаної із глиняної цегли марки 150 пластичного пресування на розчині марки 50, для розрахунку кладки над рандбалкою.

Рішення. 1. Згідно з табл. А.1 додатку А розрахунковий опір цегляної кладки складає $R = 1,8 \text{ МПа}$, а за формулою (1.14) межа міцності складає $R_u = R / 0,5 = R / 0,5 = 3,6 \text{ МПа}$.

2. Згідно з табл. 1.3 пружна характеристика кладки складає $\alpha = 1000$.



3. Початковий модуль пружності для кладки за формулою (1.9) складає $E_0 = 1000 \times 3,6 = 3600$ МПа.

4. За формулою (1.11) січний модуль деформації складає $E = 0,5 \times 3600 = 1800$ МПа.

КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ

1. Кам'яні і армокам'яні конструкції, область застосування, переваги та недоліки.
2. Кам'яні матеріали і виробы.
3. Вимоги до кам'яних матеріалів за міцністю та морозостійкістю.
4. Будівельні розчини.
5. Армування для армування кам'яних конструкцій.
6. Напружений стан каменю і розчину при стисканні кладки.
7. Стадії роботи кам'яної кладки при стисканні.
8. Фактори, які впливають на міцність кладки.
9. Визначення міцності кладки при центральному стисканні.
10. Міцність кладки на розтяг та зріз.
11. Деформаційні характеристики кладки.
12. Визначення модуля пружності та січного модуля деформацій кладки.
13. Визначення нормативних та розрахункових опорів кам'яної кладки.
14. Нормативні та розрахункові опори армування.



РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НЕАРМОВАНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ТЕОРЕТИЧНЕ ЯДРО

2.1. Розрахунок центрально стиснутих елементів

При центральному стиску в граничному стані першої групи приймають, що напруження рівномірно розподілені по поперечному перерізу, а їхнє значення рівне розрахунковому опору кам'яної кладки при стиску (рис. 2.1).

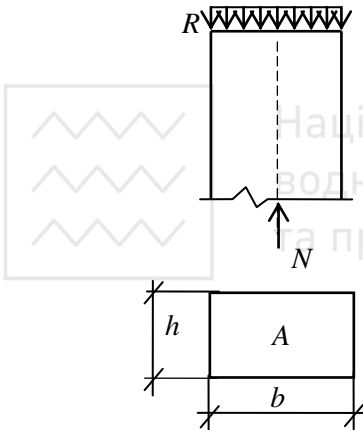


Рис. 2.1. Розрахункова схема центрально стиснутих елементів

Виходячи з цього, розрахунок міцності елементів неармованих кам'яних конструкцій при центральному стиску виконують за формулою

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (2.1)$$

де N - розрахункова поздовжня сила;

R - розрахунковий опір стиску кладки;

φ - коефіцієнт поздовжнього згину;

A - площа поперечного перерізу елемента;

m_g - коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження і

визначається за формулою



$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}, \quad (2.2)$$

де N_g – розрахункова поздовжня сила від дії тривалих навантажень;
 η – коефіцієнт, який для центрально стиснутих елементів
приймається рівним $\eta = 1$.

Якщо менший розмір прямокутного перерізу елементу $h \geq 30$ см
або менший радіус інерції елементів будь якого поперечного
перерізу $i \geq 8,7$ см, коефіцієнт m_g належить приймати рівним
одиниці ($m_g = 1,0$).

Вплив поздовжнього згину на міцність елементів враховується
коефіцієнтом φ , який залежить від їхньої гнучкості та пружної
характеристики кладки і приймається згідно з табл. 2.1.

Таблиця 2.1
Коефіцієнт поздовжнього згину φ для стиснутих кам'яних
елементів

Гнучкість		Коефіцієнт φ при пружній характеристиці кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1,00	1,00	1,00	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	-



Гнучкість елементів будь-якого поперечного перерізу визначається за формулою

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}, \quad (2.3)$$

а елементів прямокутного суцільного перерізу -

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}, \quad (2.4)$$

де l_0 - розрахункова висота (довжина) елемента;

i - найменший радіус інерції перерізу елемента;

h - менший розмір прямокутного перерізу.

Розрахункові висоти стін і стовпів l_0 при визначенні коефіцієнтів поздовжнього згину φ і m_g у залежності від умов обпирання їх на горизонтальні і вертикальні опори приймають такими:

- при нерухомих шарнірних опорах $l_0 = H$ (рис. 2.2а);

- при пружній верхній опорі і жорсткому защемленні в нижній опорі: для однопрольотних будинків $l_0 = 1,5H$; для багатопрольотних будинків $l_0 = 1,25H$ (рис. 2.2,б);

- для вільно опертих конструкцій $l_0 = 2H$ (рис. 2.2в);

- для конструкцій з частково затисненими опорними перетинами з урахуванням фактичного ступеня заземлення, але не менше $l_0 = 0,8H$,

де H - відстань між перекриттями чи іншими горизонтальними опорами (при залізобетонних горизонтальних опорах відстань між ними у просвіті).

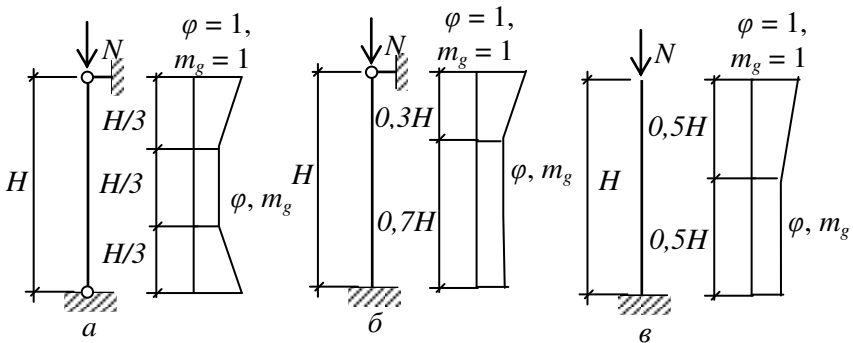


Рис. 2.2. Коефіцієнти φ і m_g по висоті стиснутих стін і стовпів:

а – шарнірно опертих на нерухомі опори; б – защемлені внизу і мають верхню пружну опору; в – вільно стоячі



Якщо опори жорсткі, то розрахункову довжину приймають: для збірних залізобетонних перекриттів $l_0 = 0,9H$; монолітних, опертих на стіни по чотирьох сторонам, $l_0 = 0,8H$.

Значення коефіцієнтів φ і m_g для стін і стовпів, що спираються на шарнірно нерухомі опори, з розрахунковою висотою $l_0 = H$ при розрахунку перерізів, розташованих у середній третині висоти $l_0 = 0,8H$ необхідно приймати постійними, рівними розрахунковим значенням φ і m_g , визначеними для даного елемента. При розрахунку перерізів на ділянках у крайніх перерізах l_0 , коефіцієнти φ і m_g збільшуються по лінійному закону до одиниці на опори (див. рис. 2.2а).

Для стін і стовпів, що мають нижню затиснену і верхню пружну опори, при розрахунку перетинів нижньої частини стін чи стовпа до висоти $0,7H$ приймаються розрахункові значення φ і m_g , а при розрахунку перетинів верхньої частини стіни чи стовпа значення φ і m_g для цих перерізів збільшуються до одиниці по лінійному закону (див. рис. 2.2б).

Для вільно опертих стін і стовпів при розрахунку перетинів у їхній нижній частині (до висоти $0,5H$) приймаються розрахункові значення φ і m_g , а у верхній половині значення φ і m_g збільшуються до одиниці по лінійному закону (див. рис. 2.2в).

У місці перетинання подовжньої і поперечної стін за умови їх надійного взаємного з'єднання коефіцієнти φ і m_g дозволяється приймати рівним 1,0.

2.2. Розрахунок кам'яної кладки на місцеве стискання (змінання)

Місцевий стиск є одним із найбільш розповсюдженим видом навантаження кам'яних конструкцій. Кінці балок, плит, перемичок майже завжди опираються не на весь переріз кладки, а на його частину. В промислових будівлях місцеве навантаження має місце під опорними подушками ферм або балок, на опорах підкранових балок.

Руйнуючі напруження стискання, що визначаються діленням навантаження на площу, на якій воно передається на кладку, може бути значно більшим, ніж межа міцності кладки при осьовому стисненні. Це пояснюється тим, що суміжні ненавантажені ділянки



кладки чинять опір деформаціям безпосередньо навантажених ділянок і цим самим збільшують місцевий опір кладки.

Розрахунок перерізів кам'яної кладки на місцевий стиск (зминання) при розподілі навантаження на частині площі перерізу виконують за формулою (рис. 2.3)

$$N_c \leq \psi d R_c A_c \quad (2.5)$$

де N_c - подовжня стискаюча сила від місцевого навантаження;
 R_c - розрахунковий опір кладки на зминання;

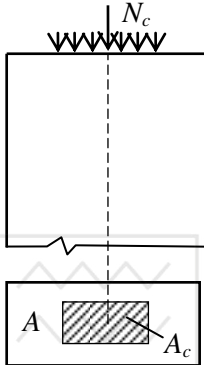


Рис. 2.3. Розрахункова схема кам'яної кладки при розрахунках на місцевий стиск

A_c - площа зминання, на яку передається навантаження;

A - розрахункова площа перерізу кладки;

$d = 1,5 - 0,5\psi$ - для цегляної і віброцегляної кладки, а також для кладки із суцільних каменів чи блоків, виготовлених з важкого і легкого бетону;

$d = 1$ - для кладки з пустотілих бетонних чи суцільних каменів і блоків із крупно пористого і ніздрюватого бетону;

ψ - коефіцієнт повноти епюри тиску від місцевого навантаження (при рівномірному розподілу тиску $\psi = 1$; за трикутної епюри тиску - $\psi = 0,5$).

Розрахунковий опір кладки на зминання R_c визначають за формулою

$$R_c = \xi R, \quad (2.6)$$

де

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1; \quad (2.7)$$

ξ_1 - коефіцієнт, що залежить від матеріалу кладки і місця прикладання навантаження, визначається по табл. 2.2.



Значення коефіцієнта ξ_1

Матеріал кладки	ξ_1 для навантажень за схемами			
	рис. 2.4 а, в, г, е, ж		рис. 2.4 б, д, є	
	місцеве навантаження	сума місцевого і основного навантаження	місцеве навантаження	сума місцевого і основного навантаження
1 Повнотіла цегла, суцільні камені і великі блоки з важкого бетону чи бетону на пористих заповнювачах М50 і вище	2,0	2,0	1,0	1,2
2. Керамічні камені з щільними порожнинами, дірчаста цегла, бутобетон	1,5	2,0	1,0	1,2
3. Пустотілі бетонні камені і блоки. Суцільні камені і блоки з бетону М35. Камені і блоки з ніздрюватого бетону і природного каменю	1,2	1,5	1,0	1,0

Примітка. Для кладок усіх видів на не отверділому розчині чи на замороженому розчині в період його відтаювання при зимовій кладці, виконаної способом заморожування, приймаються значення ξ_1 , зазначені в позиції 3 даної таблиці.

Розрахункова площа поперечного перерізу A визначається за наступними правилами:

- при площі зминання, що включає всю товщину стіни, у розрахункову площу зминання включається ділянка довжиною не більше товщини стіни h в кожную сторону від границі місцевого навантаження – $A = h(2h + a)$ (рис. 2.4а);



- при площі змінання, розташованої на краю стіни по всій її товщині, розрахункова площа дорівнює площі змінання - $A = A_c = h \times a$, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантажень приймається також розрахункова площа, зазначена на рис. 2.4б пунктиром - $A = h(h + a)$;

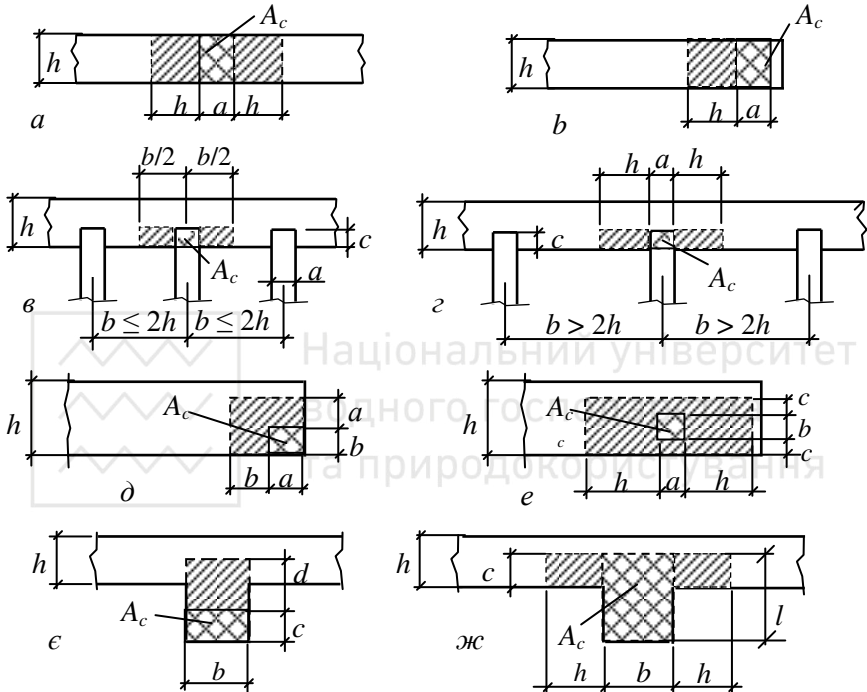


Рис. 2.4. До визначення розрахункових площ перерізів при місцевому стиску:
а – ж – випадки місцевого стиску (змінання)

- при обпиранні на стіну кінців прогонів і балок у розрахункову площу змінання включається площа перерізу стіни шириною, рівній глибині закладення опорної ділянки чи прогону балки і довжиною не більш відстані між осями двох сусідніх прольотів між балками - $A = b \times c$ (рис. 2.4в); якщо відстань між балками перевищує подвійну товщину стіни, довжина розрахункової площі перетину визначається як сума ширини балки і подвійної товщини стіни - $A = c(2h + a)$ (рис. 2.4з);



- при зминанні під крайовим навантаженням, прикладеним до кутової ділянки стіни, розрахункова площа дорівнює площі зминання - $A = A_c$, а при розрахунку на суму місцевого й основного навантажень приймається розрахункова площа, обмежена на рис. 2.4д пунктиром - $A = (a + b)^2$;

- при площі зминання, розташованої на частині довжини і ширини перерізу, розрахункова площа приймається згідно рис. 2.4е - $A = (2h + a) \times (2a + b)$. Якщо площа зминання розташована поблизу від краю перерізу, то при розрахунку на суму місцевого й основного навантажень приймається розрахункова площа перетину, не менша, ніж вказана на рис. 2.4д при прикладанні того ж навантаження до кутової ділянки стіни;

- при площі зминання, розташованої в межах пілястри, розрахункова площа дорівнює площі зминання - $A = A_c = b \times c$, а при розрахунку на суму місцевого й основного навантажень приймається розрахункова площа, обмежена на рис. 2.4є пунктиром - $A = b(c + d)$;

- при площі зминання, розташованої в межах пілястри і частини стіни чи простінка, збільшення розрахункової площі в порівнянні з площею зминання належить враховувати тільки для навантаження, рівнодіюча якого прикладена в межах полиці (стіни) або ж у межах ребра (пілястри) з ексцентриситетом $e_0 > l$ у бік стіни (де l - довжина площі зминання, e_0 - ексцентриситет по відношенню до осі площі зминання). У цих випадках у розрахункову площу перетину включається, крім площі зминання, частина площі перетину полки шириною c , рівній глибині закладання опорної плити в кладку плити і довжиною в кожную сторону від краю плити не більше товщини стіни - $A = b \times l + 2(h \times c)$ (рис 2.4ж).

2.3. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів

Найбільш розповсюдженим видом навантаження кам'яних конструкцій є позацентровий стиск. В цьому випадку поздовжня сила діє з певним ексцентриситетом відносно центра ваги поперечного перерізу елементів. Позацентрове стиснення може бути викликано згинальним моментом від дії поперечного навантаження, наприклад від вітрового тиску, тиску ґрунту на стіни



підвалів тощо. В цьому випадку ексцентриситет $e_0 = M/N$, де M – згинальний момент, а N – осьове нормальне до перерізу зусилля.

При позacentровому стиску з невеликими ексцентриситетами (для елементів прямокутного перерізу $e_0 \leq 0,15h$, де h – висота перерізу) увесь переріз елемента стиснутий. Зі збільшенням ексцентриситету частина перерізу може бути стиснута, а частина розтягнута. Епюра напружень може мати прямолінійний характер, а в більшості випадків – криволінійний. За певного рівня навантаження, коли сила $N < N_{cr}$ (N_{cr} – зусилля, яке сприймає елемент перед утворенням тріщин в розтягнутій зоні) крайові напруження в розтягнутій зоні не перевищують міцності кладки на розтяг, тобто $\sigma_t \leq R_t$, а напруження в стиснутій зоні значно менші межі міцності на стиск $\sigma_c < R$ (рис. 2.5а).

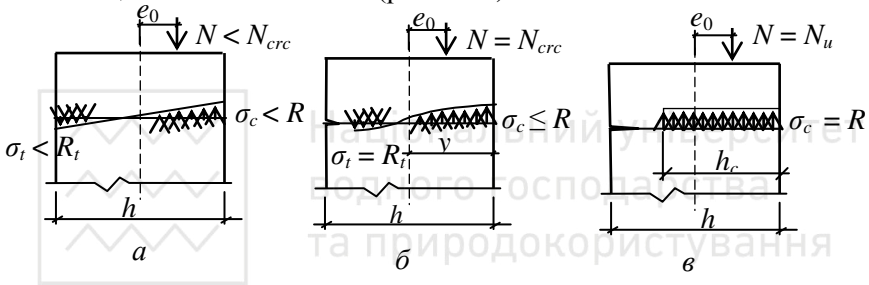


Рис. 2.5. Напружений стан кам'яних елементів при позacentровому стиску: а – при незначній поздовжній силі, яка не спричиняє виникнення тріщин в поперечному перерізі; б – при навантаженні, за якого виникають тріщини; в – розрахунковий напружений стан перед руйнуванням

Зі збільшенням навантаження напруження в кладці зростають і в розтягнутій зоні можуть перевищувати міцність кладки на розтяг, внаслідок чого утворюються тріщини. Величина діючого зусилля перевищує значення N_{cr} . Напруження в стиснутій зоні можуть досягати межі міцності кладки на стиск. Обрис епюр напружень в розтягнутій і стиснутій зонах має ярко виражений криволінійний характер (рис. 2.5б). В граничному стані (в момент руйнування) вся стиснута зона знаходиться в стадії пластичних деформацій, а тому в розрахунках епюра напружень приймається у вигляді прямокутника з величиною напружень, рівних $\sigma_c = R$ (рис. 2.5в).

Оцінку міцності кам'яних позacentрово стиснутих елементів здійснюють не по навантаженню, що відповідає виникненню



тріщин в розтягнутій зоні, а по навантаженню, яке руйнує стиснуту зону перерізу, оскільки це навантаження одночасно спричиняє руйнування елемента в цілому. Але це не означає, що в розтягнутій зоні кладки можуть виникати тріщини будь-якої величини. Тріщини в стінах чи стовпах, в основному, представляють собою розкриття горизонтальних швів кладки. Якщо ексцентриситети не перевищують певних граничних значень e_u , то розкриття тріщин незначне, в цьому випадку позацентрово стиснуті елементи розраховують тільки за несучою здатністю (граничні стани першої групи).

Міцність позацентрово стиснутих неармованих елементів розраховують за формулою

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (2.8)$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

m_g – коефіцієнт, який враховує тривалість дії навантаження;

φ_1 – коефіцієнт, який враховує гнучкість всього елемента та його стиснутої зони;

R – розрахунковий опір кладки на стиск;

A_c – площа стиснутої ділянки перерізу за прямокутної епюрі напружень (рис. 2.6);

ω – коефіцієнт, який залежить від виду кладки та форми поперечного перерізу елемента і визначається за формулами, наведеними в табл. 2.3.

Площа стиснутої ділянки елемента A_c визначається за умови, що її центр ваги співпадає з точкою прикладання розрахункової поздовжньої сили N (див. рис. 2.6). Положення межі площі A_c визначається за умови рівності нулю статичного моменту цієї площі відносно її центра ваги. Для прямокутного перерізу значення A_c можна знаходити за формулою

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right), \quad (2.9)$$

де A – повна площа поперечного перерізу елемента.

Коефіцієнт φ_1 визначається за формулою

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \quad (2.10)$$

де φ – коефіцієнт поздовжнього згину для усього перерізу в площині дії згинального моменту, який визначається за



розрахункової довжини l_0 по табл. 2.1;

φ_c – коефіцієнт поздовжнього згину стиснутої ділянки площі перерізу, який визначається за фактичною висотою елемента H по табл. 2.1 в площині дії згинального моменту при відношенні

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c}; \quad \lambda_{ic} = \frac{H}{i_c}, \quad (2.11)$$

де h_c і i_c – висота і радіус інерції стиснутої ділянки поперечного перерізу A_c в площині дії згинального моменту.

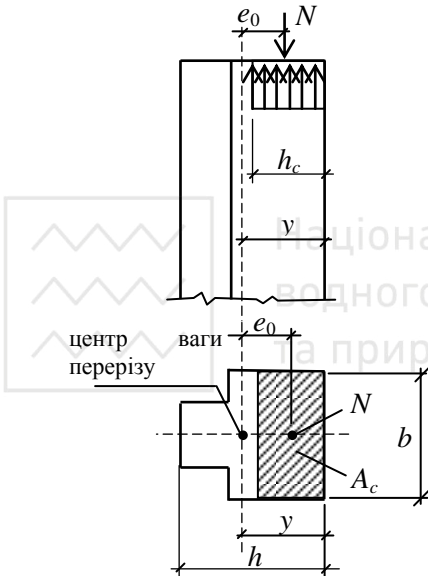


Рис. 2.6. Розрахункова схема позакентровано стиснутих елементів

Для прямокутного перерізу висоту стиснутої ділянки площі перерізу визначають за виразом $h_c = h - 2e_0$. Для двутаврового перерізу (при $e_0 > 0,45y$) допускається наближено приймати $A_c = 2(y - e_0)b$ і $h_c = 2(y - e_0)$, де y – відстань від центра ваги перерізу елемента до його краю в бік ексцентриситету (див. рис. 2.6); b – ширина стиснутої полиці або товщина стінки таврового перерізу залежно від напрямку ексцентриситету.

При знакозмінній епюрі згинальних моментів по висоті елемента розрахунок міцності належить виконувати в перерізах з максимальними згинальними моментами різних знаків (рис. 2.7).



Значення коефіцієнта ω

Вид кладки	Значення коефіцієнту ω для перерізу	
	довільної форми	прямокутного
1. Кладка усіх видів, крім зазначених у поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2. Кладка із каменів і крупних блоків, виготовлених ніздрюватих і крупнопористих бетонів, із природних каменів (включаючи бут)	1	1
Примітка. Якщо, $2y < h$, то при визначенні коефіцієнта ω замість $2y$ слід приймати h .		

Коефіцієнт поздовжнього згину визначають по висоті ділянки елемента в межах однозначної епюри згинальних моментів при відношенні або гнучкості

$$\lambda_{n1c} = \frac{H_1}{h_{c1}} \quad \text{або} \quad \lambda_{n1c} = \frac{H_1}{i_{c1}} \quad (2.12)$$

і

$$\lambda_{n2c} = \frac{H_2}{h_2} \quad \text{або} \quad \lambda_{n2c} = \frac{H_2}{h_{c2}}, \quad (2.13)$$

де H_1 і H_2 – висоти ділянок елемента з однозначною епюром згинальних моментів;

h_{c1} ; i_{c1} і h_{c2} ; i_{c2} – висоти і радіуси інерції стиснутої ділянки елемента в перерізах з максимальними згинальними моментами.

При позацентровому стиску коефіцієнт m_g , який враховує тривалість навантаження визначають за формулою

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right), \quad (2.14)$$



де N_g – розрахункова поздовжня сила від дії тривалих навантажень;

η – коефіцієнт, який приймається згідно з табл. 2.4;

e_{0g} – ексцентриситет від дії тривалих навантажень.

При $h \geq 30$ см або $i \geq 8,7$ см коефіцієнт m_g належить приймати рівним одиниці ($m_g = 1,0$).

При $e_0 > 0,7$ у крім розрахунку позacentрово стиснути елементів за формулою (2.8) необхідно виконувати розрахунок на розкриття тріщин у швах кладки.

В розрахунках несучих і само несучих стін товщиною 25 см і менше необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_v , який додають до ексцентриситету поздовжньої сили. Величину випадкового ексцентриситету приймають рівною: для несучих стін $e_v = 2$ см; для само несучих стін, а також для окремих шарів трьохшарових несучих стін - $e_v = 1$ см; для перегородок і ненесучих стін, а також заповнень фахверкових стін випадковий ексцентриситет допускається не враховувати ($e_v = 0$).

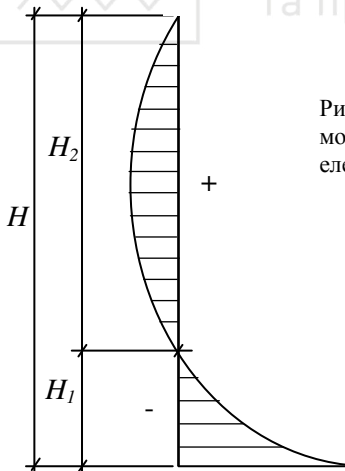


Рис. 2.7. Знакозмінна епюра згинальних моментів для позacentрово стиснутих елементів

Найбільша величина ексцентриситету (з урахуванням випадкового) у позacentрово стиснутих елементах без



повдовжнього армування в розтягнутій зоні не повинна перевищувати: для основних сполучень навантажень – $e_0 \leq 0,9u$, для аварійних - $e_0 \leq 0,95u$; в стінах товщиною 25 см і менше: для основних сполучень - $e_0 \leq 0,8u$, для аварійних - $e_0 \leq 0,85u$, при цьому віддаль від точки прикладання сили до більш стиснутого краю перерізу для несучих стін і стовпів повинно бути не менше 2 см.

Елементи, які працюють на позацентровий стиск перевіряють на міцність при центральному стиску в площині, перпендикулярній до площини дії згинального моменту в тих випадках, коли ширина їхнього поперечного перерізу $b < h$.

Таблиця 2.4

Значення коефіцієнта η

Гнучкість		Коефіцієнт η для кладки			
λ_h	λ_l	з глиняної цегли і керамічних каменів; з каменів і крупних блоків з важкого бетону; із природних каменів усіх видів		із силікатної цегли і силікатних каменів; каменів з бетону на пористих заповнювачах; великих блоків з ніздрюватого бетону	
		при відсотку подовжнього армування			
		0,1 і менше	0,3 і більше	0,1 і менше	0,3 і більше
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

Примітка: Для неармованої кладки значення коефіцієнта слід приймати як для кладки з армуванням 0,1 % і менше. При відсотку армування більше 0,1 і менше 0,3% коефіцієнт η визначається інтерполяцією.



2.4. Розрахунок елементів, що працюють на косий стиск

Косий позацентровий стиск виникає у тих випадках, коли поздовжня сила прикладена з ексцентриситетами від центра ваги перерізів в обидва боки (рис. 2.8).

Розрахунок елементів при косому позацентровому стиску виконується за формулою (2.8) при прямокутній епюрі напружень в обох напрямках. Площа стиснутої ділянки перерізу A_c умовно приймається у вигляді прямокутника, центр ваги якого співпадає з точкою прикладання поздовжньої сили N , а дві сторони його обмежені контуром перерізу елемента (див. рис. 2.8а), при цьому $h_c = 2c_h$; $b_c = 2c_b$ і $A_c = 4c_h c_b$, де c_h і c_b – віддалі від точки прикладання сили N до найближчих сторін перерізу.

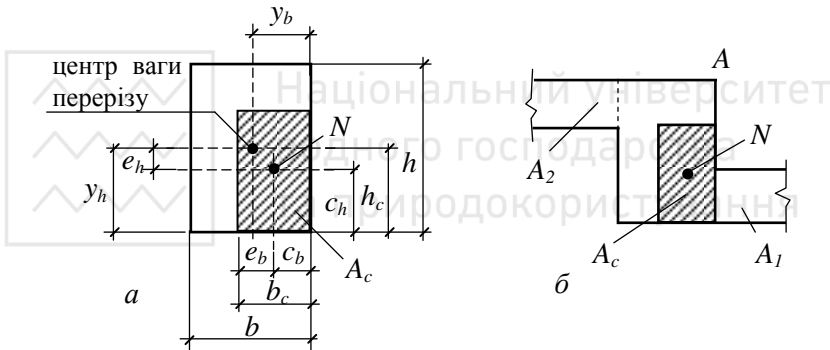


Рис. 2.8. Розрахункові схеми перерізів при косому позацентровому стиску: а – прямокутний переріз; б – складний переріз

У випадках складного за формою перерізу для спрощення розрахунку допускається приймати прямокутну ділянку перерізу без урахування ділянок, які ускладнюють його форму (ділянки A_1 і A_2 на рис. 2.8б).

Величини ω , φ_1 і m_g , які входять у формулу (2.8) визначаються два рази:

- при висоті перерізу h або радіусі інерції i_h і ексцентриситеті e_h в напрямку h ;
- при висоті перерізу b або радіусі інерції i_b і ексцентриситеті e_b в напрямку b .



Якщо $e_b > 0,7c_b$ або $e_h > 0,7c_h$, то крім розрахунку за несучою здатністю необхідно розраховувати за шириною розкриття тріщин.

2.5. Розрахунок елементів на згин, розтяг та зріз

Проектування неармованих кам'яних конструкцій, що працюють на згин, допускається тільки з кладок, які працюють тільки по перев'язаним перерізам. Розрахунок міцності неармованих елементів, що згинаються, на дію згинальних моментів виконують за формулою

$$M \leq R_{tb}W, \quad (2.15)$$

де M - розрахунковий згинальний момент;

W - момент опору перетину кладки при пружній її роботі;

R_{tb} - розрахунковий опір кладки розтяганням при згині по перев'язаному перерізу.

Для розрахунку неармованих елементів на поперечну силу використовують формулу

$$Q \leq R_{tw}bz, \quad (2.16)$$

де R_{tw} - розрахунковий опір кладки головним розтягуючим напруженням при згині;

b - ширина перерізу;

z - плече внутрішньої пари сил, для прямокутного перерізу $z = 2h/3$.

Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій на міцність при осьовому розтягу виконують за формулою

$$N \leq R_t A_n, \quad (2.17)$$

де N - осьова поздовжня сила, що розтягує елемент;

R_t - розрахунковий опір кладки по перев'язаному перерізу;

A_n - розрахункова площа перерізу нетто.

Проектувати елементи кам'яних конструкцій, що працюють на розтяг по неперев'язаному перерізу не допускається.

Розрахунок міцності неармованої кладки на зріз по горизонтальним неперев'язаним швам і перев'язаним швам для бутової кладки виконується за формулою

$$Q \leq R_{sq} + 0,8\eta\mu\sigma_0 \dot{A}, \quad (2.18)$$

де Q - сила від зовнішнього навантаження, що зрізає кладку;



R_{sq} – розрахунковий опір кладки зрізу;

n – коефіцієнт, який приймається рівним 1,0 для кладки із повнотілої цегли і каменів і рівним 0,5 для кладки із порожнистої цегли і каменів з вертикальними щілинами, а також для кладки із рваного бутового каменю;

μ – коефіцієнт тертя по шву кладки, який приймається для цегли і каменів правильної форми, рівним 0,7;

σ_0 – середнє напруження стиску при найменшому розрахунковому навантаженні з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням, рівним 0,9;

A – розрахункова площа перерізу.

Якщо в позацентрово стиснутих елементах точка прикладання поздовжньої сили знаходиться за межами ядра перерізу (для елементів з прямокутним перерізом при $e_0 > 0,7h$), то за розрахункову площу перерізу приймається тільки площа стиснутої ділянки перерізу A_c .

Розрахунок міцності кладки по перев'язаному перерізу (по каменю або цеглі) виконують за формулою (2.18) без врахування напруження обтиснення, тобто, приймають у формулі (2.18) $\sigma_0 = 0$.

2.6. Розрахунок елементів з неармованої кладки за граничними станами другої групи

До розрахунків неармованої кладки за граничними станами другої групи відносяться розрахунки по утворенню і розкриттю тріщин (при дії граничних або експлуатаційних навантажень) та за деформаціями (при дії експлуатаційних навантажень).

Розрахунку за другою групою граничних стані підлягають такі елементи:

- позацентрово стиснуті елементи при $e_0 > 0,7h$;
- суміжні, що працюють спільно, конструктивні елементи із матеріалів з різними деформаційними характеристиками (з різним модулем пружності, повзучістю, усадкою) або при суттєвій різниці напружень, які виникають в цих елементах;
- самонесучі стіни, які зв'язані з каркасом і працюють на поперечний згин, якщо несуча здатність стін недостатня для самостійного (без каркаса) прийняття навантажень;
- стінові заповнення каркасів – на перекіс в площині стін;



- інші елементи будівель і споруд, в яких утворення тріщин не допускається або ж розкриття тріщин повинно бути обмеженим за умовами експлуатації.

Розрахунок неармованих кам'яних конструкцій за граничними станами другої групи виконують при дії експлуатаційних навантажень за їхнім основним сполученням. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів на розкриття тріщин при $e_0 > 0,7h$ необхідно виконувати за дії граничних навантажень, при цьому необхідно дотримуватися таких положень:

- в розрахунках приймається лінійна епюра напружень стиску як для пружного тіла;

- розрахунок виконують по умовному крайовому напруженні розтягання, яке характеризує величину розкриття тріщин в розтягнутій зоні.

Розрахунок на розкриття тріщин (швів кладки) виконують за формулою

$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}, \quad (2.19)$$

де I – момент інерції перерізу в площині дії моменту;

y – віддаль від центру ваги перерізу до стиснутого його краю;

R_{tb} – розрахунковий опір кладки розтягання при згині по неперев'язаному перерізу;

γ_r – коефіцієнт умов роботи кладки при розрахунках на розкриття тріщин, значення якого наведені в табл. 2.5.

В штукатурних і плиткових покриттях низки кам'яних конструкцій під час експлуатації не допускається виникнення тріщин. Для їхнього запобігання виконують перевірку деформацій розтягнутих поверхонь, які не повинні перевищувати граничних значень ε_{ub} , наведених в табл. 2.6. Деформації розтягнутих поверхонь визначають при дії нормативних навантажень, які починають діяти на конструкції після влаштування штукатурки чи інших покриттів.

Розрахунок по деформаціям розтягнутих поверхонь кам'яних конструкцій з неармованої кладки виконують за умови справедливості для кладки закономірностей опору пружних матеріалів за такими формулами:



Коефіцієнт умов роботи кладки за розкриттям тріщин γ_r

Характеристика і умови роботи кладки	Коефіцієнт γ_r при прогнозованому терміні служби конструкцій, років		
	100	50	25
1. Неармована позацентрово навантажена і розтягнута кладка	1,5	2,0	3,0
2. Те саме з декоративним оздобленням для конструкцій з підвищеними архітектурними вимогами	1,2	1,2	-
3. Неармована позацентрово навантажена з гідроізоляційною штукатуркою для конструкцій, що зазнають гідростатичного тиску рідини	1,2	1,5	-
4. Те саме кислототривкою штукатуркою або облицюванням на замазці на рідкому склі	0,8	1,0	1,0
Примітки: Коефіцієнт умов роботи при розрахунку поздовжньо армованої кладки на позацентрове стиснення, згин, осьове і позацентрове розтягання і головні розтягуючі напруження приймаються за цією таблицею з коефіцієнтами $k = 1,25$ при $\mu \geq 0,1$ %; $k = 1$ при $\mu \leq 0,05$ %. При проміжних процентах армування – за інтерполяцією за формулою $K = 0,75 - 5 \mu$			

- при роботі кладки на осьовий розтяг

$$N_n \leq EA \epsilon_u; \quad (2.20)$$

- при згині

$$M_n \leq \frac{EI \epsilon_u}{h - y}; \quad (2.21)$$



Граничні відносні деформації розтягання кладки ε_u

Вид і призначення покриття	Деформації ε_u
Гідроізоляційна цементна штукатурка для конструкцій, які піддаються дії гідростатичному тиску рідин	$0,8 \times 10^{-4}$ $0,5 \times 10^{-4}$
Кислототривка штукатурка на рідкому склі або одношарові покриття із плиток кам'яного виливання (діабаз, базальт) на кислототривкій замазці	1×10^{-4} $0,8 \times 10^{-4}$
Двох- і трьохшарових покриттях із прямокутних плиток кам'яного виливання на кислототривкій замазці:	
а) вздовж довгої сторони плиток б) те саме, вздовж короткої сторони плиток	
При поздовжньому армуванні конструкцій, а також при штукатурці неармованих конструкцій по металевій сітці граничні відносні деформації ε_u допускається збільшувати на 25%.	

- при поздовжньому стиску

$$N_n \leq \frac{EA\varepsilon_u}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}; \quad (2.22)$$

- при поздовжньому розтяганні

$$N_n \leq \frac{EA\varepsilon_u}{\frac{A(h-y)e_0}{I} + 1}, \quad (2.23)$$

N_n і M_n – поздовжня сила і згинальний момент від нормативних навантажень, які починають діяти після влаштування на поверхні кладки штукатурних або плиткових покриттів;

ε_u - граничні деформації розтягання (табл. 2.6);

$(h - y)$ – віддаль від центра ваги перерізу кладки до найбільш віддаленої грані покриття;

I – момент інерції поперечного перерізу;

E – модуль деформації кладки, який визначається за формулою (1.12).



Приклади характерних задач

Приклад 2.1. Перевірити несучу здатність центрально навантаженої стіни громадської будівлі товщиною $h = 51$ см і висотою $H = 3,0$ м. На 1 м довжини стіни діє розрахункове навантаження $N = 600$ кН. Для кладки використана цегла марки 100 і розчин марки 25. Стіна опирається на шарнірно нерухомі опори.

Рішення. 1. Для заданих умов розрахункова висота стіни складає $l_0 = H = 300$ см. Розрахункова площа стіни $A = 100h = 100 \times 51 = 5100 \text{ см}^2 = 0,51 \text{ м}^2$.

2. За табл. А.1 розрахунковий опір кладки складає $R = 1,3$ МПа; за табл. 2.1 при гнучкості $\lambda_h = l_0:h = 300:51 = 5,88$ і пружній характеристиці кладки $\alpha = 1000$ (табл. 1.3) коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,96$, а коефіцієнт $m_g = 1,0$, оскільки $h > 30$ см.

Використовуючи формулу (2.1), знаходимо несучу здатність стіни N_{car}

$$N_{car} = 0,96 \times 1,3 \times 10^6 \times 0,51 = 636480 \text{ Н} = 635,5 \text{ кН} > N = 600 \text{ кН.}$$

Несуча здатність стіни забезпечена.

(Примітка. В цьому прикладі і в подальшому в обчисленнях використовується коефіцієнт 10^6 для вираження розрахункового опору кладки в Па, що дає змогу застосовувати одиниці системи СИ, в даному випадку напруження в паскалях, а площу - в метрах квадратних).

Приклад 2.2. На 1 м погонної довжини центрально навантаженої внутрішньої глухої стіни багатопрольотної промислової будівлі товщиною $h = 38$ см і висотою $H = 3,2$ м діє граничн зусилля $N = 710$ кН. Стіна зведена із порожнистих бетонних каменів висотою 200 мм марки 125, защемлена внизу і має шарнірно нерухому опору уверху. Необхідно підібрати марку розчину.

Рішення. 1. Для заданих умов розрахункова висота $l_0 = H = 1,25 H = 1,25 \times 3,2 = 4$ м. Площа 1 м довжини стіни становить $A = 100 \times 38 = 3800 \text{ см}^2 = 0,38 \text{ м}^2$. Оскільки $h = 38$ см > 30 см, коефіцієнт $m_g = 1,0$.



2. У першому наближенні приймаємо $\varphi = 1$. Тоді потрібний розрахунковий опір кладки, виходячи з формули (2.1), повинен становити

$$R = \frac{N}{m_g \varphi A} = \frac{710000}{1,0 \times 1,0 \times 0,38} = 186842 \text{ Па} = 1,87 \text{ МПа}.$$

Такий розрахунковий опір кладки можна забезпечити, прийнявши його за табл. А.4 рівним $R = 2,1$ МПа, якому відповідає марка розчину 50.

3. Заданій марці каменів 125 і прийнятій марці розчину 50 за табл. 1.3 пружна характеристика кладки становить $\alpha = 1500$. При гнучкості $\lambda_h = l_0 : h = 400 : 38 = 10,5$ за табл. 2.1 коефіцієнт поздовжнього згину рівний $\varphi = 0,91$.

4. За прийнятої марки розчину 50 перевіряємо несучу здатність стіни

$$N_{car} = 1,0 \times 0,91 \times 2,1 \times 10^6 \times 0,38 = 726180 \text{ Н} = 726 \text{ кН} > N = 710 \text{ кН}.$$

Марка розчину 50 підібрана правильно, несуча здатність стіни забезпечена.

Приклад 2.3. На центрально навантажений простінок багатопверхового будинку, зведеного із цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 25, діє розрахункова гранична сила $N = 750$ кН. Товщина простінка $h = 51$ см, а висота поверхів складає $H = 3,2$ м. Перекриття в будинку запроектовані збірні залізобетонні, які є жорсткими опорами для простінка. Необхідно знайти ширину простінка.

Рішення. 1. За заданих вихідних даних розрахункова висота простінка $l_0 = 0,9H = 0,9 \times 3,2 = 2,88$ м, гнучкість простінка складає $\lambda_h = 288 : 51 = 5,65$.

2. За табл. А.1 і табл. 1.3 відповідно знаходимо $R = 1,3$ МПа і $\alpha = 1000$, а за табл. 2.1 $\varphi = 0,95$. Оскільки $h > 30$ см, то $m_g = 1,0$.

3. З формули (2.1) знаходимо необхідну площу поперечного перерізу простінка

$$A = \frac{N}{m_g \varphi R} = \frac{750 \times 10^3}{1,0 \times 0,95 \times 1,3 \times 10^6} = 0,607 \text{ м}^2 = 6070 \text{ см}^2.$$

4. Необхідна ширина простінка дорівнює $b = A : h = 6070 : 51 = 119$ см².



Приклад 2.4. На стовп діє повне розрахункове граничне навантаження $N = 880$ кН, в тому числі тривале навантаження складає $N_g = 460$ кН. Для зведення стовпа використовується силкатна цегла марки 200 на розчині марки 75. Розрахункова довжина стовпа складає $l_0 = 550$ см. Необхідно визначити розмір поперечного перерізу стовпа.

Рішення. 1. За табл. А.1 визначаємо розрахунковий опір кладки стиску $R = 2,5$ МПа. В першому наближенні приймаємо $\varphi = 1,0$ і $m_g = 1,0$ та знаходимо необхідну площу поперечного перерізу стовпа з формули (2.1)

$$A = \frac{880 \times 10^3}{1,0 \times 1,0 \times 2,5 \times 10^6} = 0,352 \text{ м}^2 = 3520 \text{ см}^2.$$

2. Поперечний переріз стовпа приймаємо квадратним, сторона якого буде дорівнювати

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{3520} = 59,3 \text{ см.}$$

Приймаємо розмір стовпа $b \times h = 64 \times 64$ см ($A = 64 \times 64 = 4096 \text{ см}^2 = 0,41 \text{ м}^2$).

3. За прийнятих розмірів гнучкість стовпа складає $\lambda_h = 550:64 = 8,59$. За табл. 1.3 пружна характеристика кладки і $\alpha = 750$. Відповідно до табл. 2.1 коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,895$. Оскільки розмір стовпа $h > 30$ см тривалість дії навантаження не враховуємо і приймаємо $m_g = 1,0$.

4. За формулою (2.1) перевіряємо несучу здатність стовпа

$$N_{car} = 1,0 \times 0,895 \times 2,5 \times 10^6 \times 0,41 = 917375 \text{ Н} = 917,4 \text{ кН} > N = 880 \text{ кН.}$$

Несуча здатність забезпечена, розміри стовпа визначені правильно.

Приклад 2.5. На пілястру і частину стіни опирається двохсила балка і передає на них навантаження через розподільчу плиту розміром 50×60 см (рис. 2.9), величина якого складає $N_c = 650$ кН. Стіна і пілястра зведені з повнотілої глиняної цегли марки 150 на розчині марки 75. Перевірити міцність стіни і пілястри на місцевий стиск.



Рішення. 1. Згідно з рис 2.4ж та умови (2.5) площа змінання та розрахункова площа становлять

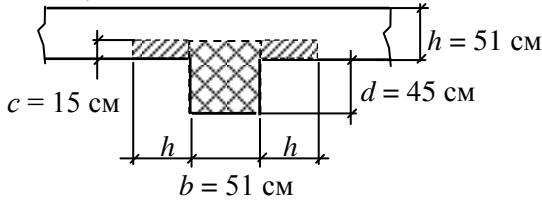


Рис. 2.9. До прикладу 2.5

$$A_c = 50 \times 60 = 3000 \text{ см}^2 = 0,3 \text{ м}^2;$$

$$A = 50 \times 60 + 2(15 \times 51) = 4530 \text{ см}^2 = 0,453 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнт ζ знайдемо за формулою (2.7)

$$\zeta = \sqrt[3]{4530/3000} = \sqrt[3]{1,51} = 1,147 < \zeta_1 = 2,0,$$

де $\zeta_1 = 2,0$ – максимальне значення коефіцієнта, прийняте згідно з табл. 2.2.

2. Розрахунковий опір кладки згідно з табл. А.1 дорівнює $R = 2,0$ МПа. Розрахунковий опір кладки місцевому змінанню знаходимо за формулою (2.6)

$$R_c = \zeta R = 1,147 \times 2,0 = 2,294 \text{ МПа}.$$

3. За рівномірного розподілення тиску під подушкою коефіцієнт ψ приймаємо рівним 1,0, а тому і коефіцієнт $d = 1,0$ див. пояснення до формули (2.6)).

4. Міцність стіни і пілястри при місцевому стиску визначимо за формулою (2.6)

$$N_{c,car} = \psi d R_c A_c = 1,0 \times 1,0 \times 2,294 \times 10^6 \times 0,3 = 688200 \text{ Н} = 688,2 \text{ кН} > N_c = 650 \text{ кН}.$$

Міцність пілястри і стіни на місцевий стиск достатня.

Приклад 2.6. Перевірити стіну на місцеве змінання під залізобетонною балкою, яка безпосередньо на неї опирається. Стіна, яка запроектована з глиняної цегли марки 100 на розчині марки 25, має товщину $h = 51$ см. Ширина залізобетонної балки складає $b = 20$ см, а опорна реакція – $N_c = 180$ кН.

Рішення. 1. Визначаємо площу змінання A_c та розрахункову площу A (рис. 2.10):

$$A_c = a \times h = 20 \times 51 = 1020 \text{ см}^2 = 0,102 \text{ м}^2;$$



$$A = h(2h + a) = 51(2 \times 51 + 20) = 6222 \text{ см}^2 = 0,6222 \text{ м}^2.$$

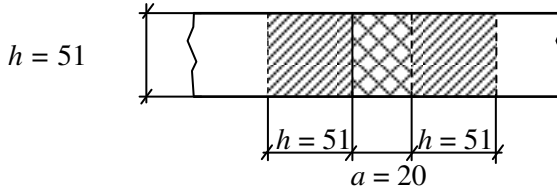


Рис. 2.10. До прикладу 2.6 (розміри в см)

2. За формулою (2.7) визначаємо коефіцієнт ξ

$$\xi = \sqrt[3]{6222/1020} = \sqrt[3]{6,1} = 1,827 < \xi_1 = 2,0,$$

де $\xi_1 = 2,0$ – максимальне значення коефіцієнта, прийняте згідно з табл. 2.2.

3. Розрахунковий опір кладки осьовому стиску згідно з табл. А.1 складає $R = 1,3$ МПа. Розрахунковий опір кладки місцевому змінанню знаходимо за формулою (2.6)

$$R_c = \xi R = 1,827 \times 1,3 = 2,38 \text{ МПа.}$$

4. Оскільки балка безпосередньо опирається на стіну вважаємо, що має місце трикутна епюра розподілу тиску. В цьому випадку коефіцієнт $\psi = 0,5$, а коефіцієнт $d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,5 - 0,5 \times 0,5 = 1,25$.

5. Міцність стіни на місцеве змінання обчислимо по формулі (2.6)

$$N_{c,car} \leq \psi d R_c A_c = 0,5 \times 1,25 \times 2,38 \times 10^6 \times 0,102 = 15172 \text{ Н} = 1517 \text{ кН} < N_c = 180 \text{ кН.}$$

Міцність стіни на місцеве змінання не забезпечена.

Для задоволення умови (2.6) стіну треба зводити з більш міцних матеріалів. Прийемо марку цегли 125, а розчину 50. В цьому випадку за табл. А.1 $R = 1,7$ МПа, а $R_c = \xi R = 1,827 \times 1,7 = 3,11$ МПа. Тоді

$$N_{c,car} = 0,5 \times 1,25 \times 3,11 \times 10^6 \times 0,102 = 19826 \text{ Н} = 1983 \text{ кН} > N_c = 180 \text{ кН.}$$

При марці цегли 125 і розчину 50 міцність стіни під балкою на місцеве змінання забезпечена.

Приклад 2.7. На цегляну стіну товщиною $h = 51$ см опирається система залізобетонних балок перерізом 15×30 см. Цегла

пластичного формування марки 100, а розчин використано марки 50. Віддаль між балками складає $b = 300$ см, а довжина опорної ділянки $c = 25$ см (див. рис. 2.11). Опорна реакція балки становить $N_c = 50$ кН. Необхідно перевірити міцність стіни на місцеве зминання.

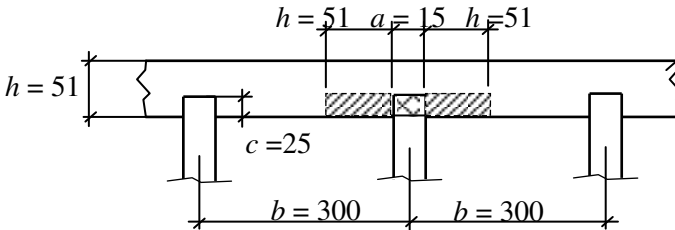


Рис. 2.11. До прикладу 2.7 (розміри наведені в см)

Рішення. 1. Визначаємо площу зминання A_c та розрахункову площу A :

$$A_c = a \times c = 15 \times 25 = 375 \text{ см}^2 = 0,0375 \text{ м}^2;$$

$$A = c(2h + a) = 15(2 \times 51 + 15) = 1755 \text{ см}^2 = 0,1755 \text{ м}^2.$$

2. За формулою (2.7) визначаємо коефіцієнт ξ

$$\xi = \sqrt[3]{1755/375} = \sqrt[3]{4,68} = 1,675 < \xi_1 = 2,0,$$

де $\xi_1 = 2,0$ – максимальне значення коефіцієнта, прийняте згідно з табл. 2.2.

3. Розрахунковий опір кладки осьовому стиску згідно з табл. А.1 складає $R = 1,5$ МПа. Розрахунковий опір кладки місцевому зминанню знаходимо за формулою (2.6)

$$R_c = \xi R = 1,675 \times 1,5 = 2,51 \text{ МПа.}$$

4. Оскільки балки безпосередньо опираються на стіну вважаємо, що має місце трикутна епюра розподілу тиску. В цьому випадку коефіцієнт $\psi = 0,5$, а коефіцієнт $d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,5 - 0,5 \times 0,5 = 1,25$.

5. Міцність стіни на місцеве зминання обчислимо по формулі (2.6)

$$N_{c,car} \leq \psi d R_c A_c = 0,5 \times 1,25 \times 2,51 \times 10^6 \times 0,0375 = 58828 \text{ Н} = 58,8 \text{ кН} < N_c = 50 \text{ кН.}$$

Міцність кладки на місцеве зминання забезпечена.



Приклади задач підвищеної складності

Приклад 2.8. Перевірити міцність позacentрово навантаженого стовпа перерізом $h \times b = 64 \times 51$ см, на який з ексцентриситетом $e_0 = 12$ см діє поздовжня розрахункова гранична сила $N = 350$ кН, в тому числі від дії тривалих навантажень $N_g = 280$ кН. Стовп зведений із силкатної цегли марки 150 на розчині марки 50. Висота стовпа складає $H = 4,5$ м, а опорами для нього слугують збірні залізобетонні перекриття (частково защемлені опори).

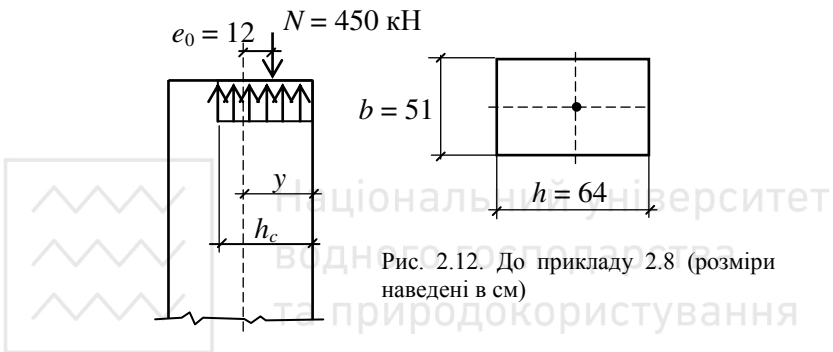


Рис. 2.12. До прикладу 2.8 (розміри наведені в см)

Рішення. 1. Для прямокутних перерізів висота стиснутої ділянки перерізу складає $h_c = h - 2e_0 = 64 - 2 \times 12 = 40$ см, а площа стиснутої ділянки поперечного перерізу $A_c = b \times h_c = 51 \times 40 = 2040 \text{ см}^2 = 0,204 \text{ м}^2$. Розрахункову довжину стовпа приймаємо рівною $l_0 = 0,8H = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ м} = 360 \text{ см}$.

2. Визначаємо гнучкість елемента в цілому λ_h і λ_{hc} :

$$\lambda_h = l_0 : h = 360 : 64 = 5,62; \quad \lambda_{hc} = H : h_c = 450 : 40 = 11,25.$$

3. При пружній характеристиці кладки $\alpha = 750$ (табл. 1.3) за табл. 2.1 коефіцієнт поздовжнього згину всього перерізу складає $\varphi = 0,94$, а коефіцієнт поздовжнього згину для стиснутої ділянки поперечного перерізу $\varphi_c = 0,81$.

Середній коефіцієнт поздовжнього згину обчислимо за формулою (2.10)

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,94 + 0,81}{2} = 0,875.$$



4. Коефіцієнт ω приймаємо рівним $\omega = 1,0$, оскільки $h = 64 > 30$ см.

5. Розрахунковий опір кладки стиску за табл. А.1 становить $R = 1,8$ МПа.

6. Визначаємо коефіцієнт ω для прямокутного перерізу визначаємо за формулою табл. (2.3)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{12}{64} = 1,19 < 1,45.$$

7. Несучу здатність стовпа знайдемо за формулою (2.8)

$$N_{car} = m_g \varphi_1 R_A \omega = 1,0 \times 0,875 \times 1,8 \times 10^6 \times 0,204 \times 1,19 = 382347 \text{ Н} = 382,3 \text{ кН} > N = 350 \text{ кН}.$$

Несуча здатність стовпа забезпечена.

Приклад 2.9. До таврового перерізу простінка багатопрольотної одноповерхової промислової будівлі (рис. 2.13) прикладена розрахункова гранична поздовжня сила $N = 800$ кН та розрахунковий момент $M = 200$ кНм, направлений в бік полиці перерізу. Висота стіни від рівня пола до опори ферми $H = 5,0$ м. Кладка стіни виконана із глиняної цегли марки 100 на розчині марки 50. Необхідно перевірити міцність простінка.

Рішення. 1. Знаходимо центр ваги перерізу.

Площа поперечного перерізу A

$$A = b \times h_1 + b_1(h - h_1) = 142 \times 38 + 64(116 - 38) = 10388 \text{ см}^2 = 1,04 \text{ м}^2.$$

Статичний момент відносно зовнішньої сторони полиці S

$$S = 0,5b \times h_1^2 + b_1(h - h_1)(h_1 + 0,5(h - h_1)) = 0,5 \times 142 \times 38^2 + 64(116 - 38) \times (38 + 0,5(116 - 38)) = 486908 \text{ см}^3 = 0,487 \text{ м}^3.$$

Віддаль від зовнішньої сторони полиці до центра ваги перерізу y

$$y = S : A = 486908 : 10388 = 47 \text{ см} = 0,47 \text{ м}.$$

2. Визначаємо площу стиснутої ділянки поперечного перерізу, виходячи з того, що точка прикладання зовнішньої сили N співпадає з центром ваги цієї площі. Ексцентриситет прикладання сили N відносно центра ваги усього перерізу складає

$$e_0 = M : N = 200 : 800 = 0,25 \text{ м} = 25 \text{ см} > 0,45y = 0,45 \times 47 = 21,1 \text{ см}.$$

Позначимо через x віддаль від внутрішнього краю полиці тавра до розрахункового краю перерізу, що визначається, і запишемо вираз для статичного моменту відносно центру ваги стиснутої ділянки S_c , прирівнявши його до нуля:

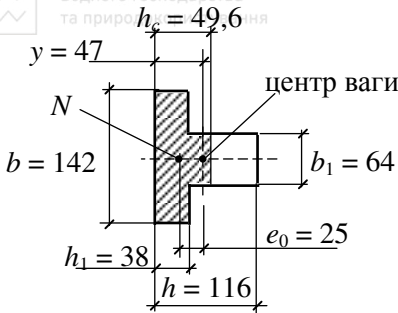


Рис. 2.13. До прикладу 2.9
(розміри наведені в см)

$$S_c = b \left(\frac{h_1 + e_0 - y}{2} \right)^2 - \left[b \left(\frac{h_1 + e_0 - y}{2} \right)^2 + x b_1 \left(h_1 + e_0 - y + \frac{x}{2} \right) \right] =$$

$$\frac{b \left(\frac{h_1 + e_0 - y}{2} \right)^2}{2} - \frac{b \left(\frac{h_1 + e_0 - y}{2} \right)^2}{2} - x^2 b_1 \left(\frac{h_1 + e_0 - y}{2} \right) - \frac{x^2 b_1}{2} = 0.$$

Після підстановки значень величин та перетворень отримаємо квадратне рівняння для визначення x

$$x^2 + 3,2x - 5,15 = 0,$$

з якого $x = -1,6 + \sqrt{2,56 + 5,15} = 11,6$ см, а повна висота стиснутої ділянки поперечного перерізу буде дорівнювати

$$h_c = h_1 + x = 38 + 11,6 = 49,6 \text{ см.}$$

Площа стиснутої ділянки поперечного перерізу A_c буде рівною

$$A_c = b h_1 + b_1 (h_c - h_1) = 142 \times 38 + 64 (49,6 - 38) = 6138,4 \text{ см}^2 = 0,614 \text{ м}^2.$$

3. Знаходимо коефіцієнт поздовжнього згину простінку. Пружна характеристика кладки згідно з табл. 1,3 складає $\alpha = 1000$. Розрахункову довжину простінка для багатопрольотної будівлі приймаємо рівною

$$l_0 = 1,25H = 1,25 \times 5,0 = 6,25 \text{ м} = 625 \text{ см.}$$

Гнучкість простінка в цілому λ_h та стиснутої ділянки поперечного перерізу λ_{hc} відповідно дорівнюють:

$$\lambda_h = l_0 : h = 625 : 116 = 5,4; \quad \lambda_{hc} = H : h_c = 500 : 49,6 = 10,1.$$

За табл. 2.1 коефіцієнти φ і φ_c відповідно становлять $\varphi = 0,95$ і $\varphi_c = 0,92$.

Середній коефіцієнт поздовжнього згину простінку



$$\varphi_1 = 0,5(\varphi + \varphi_c) = 0,5(0,95 + 0,92) = 0,935.$$

4. Розрахунковий опір кладки стисканню згідно з табл. А.1 складає $R = 1,5$ МПа; оскільки $h = 116$ см > 38 см приймаємо коефіцієнт $m_g = 1,0$.

5. Знаходимо коефіцієнт ω за формулою (табл. 2.3)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{25}{2 \times 47} = 1,27 < 1,45.$$

6. Несучу здатність простінку знайдемо за формулою (2.8)

$$N_{car} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 1,0 \times 0,935 \times 1,5 \times 10^6 \times 0,614 \times 1,27 = 109364 \text{ Н} = 10936 \text{ кН} \\ > N = 800 \text{ кН}.$$

Несуча здатність простінка забезпечена.

Приклад 2.10. Розрахувати на розкриття тріщин (швів кладки) позацентрово стиснуту стіну товщиною $h = 51$ см будівлі з терміном експлуатації 50 років. Стіна запроектована з глиняної цегли марки 75 на розчині марки 25. На один погонний метр стіни діє поздовжня сила від експлуатаційного навантаження $N_n = 90$ кН і від розрахункового граничного $N = 110$ кН та згинальні моменти в середині висоти стіни відповідно $M_n = 19$ кНм і $M = 23$ кНм.

Рішення. 1. Визначаємо значення ексцентриситетів відповідно від нормативного e_{0n} і розрахункового навантаження e_0 :

$$e_{0n} = M_n : N_n = 19 : 90 = 0,21 \text{ м}; e_0 = M : N = 23 : 110 = 0,21 \text{ м}.$$

2. Визначаємо геометричні характеристики перерізу, приймаючи довжину стіни $b = 100$ см:

площа поперечного перерізу

$$A = b \times h = 100 \times 51 = 5100 \text{ см}^2 = 0,51 \text{ м}^2.$$

момент інерції перерізу в площині дії моменту

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 51^3}{12} = 1105425 \text{ см}^4 = 0,01105 \text{ м}^4.$$

віддаль від центра ваги до стиснутої грані дорівнює

$$y = 0,5h = 0,5 \times 51 = 25,5 \text{ см} = 0,255 \text{ м}.$$

Для нашого випадку $e_0 = 0,21 \text{ м} > 0,7y = 0,7 \times 0,255 = 0,179 \text{ м}$, а тому розрахунки треба виконувати на дію розрахункових навантажень.

3. Коефіцієнт умов роботи кладки γ_r згідно з табл. 2.5 приймаємо рівним $\gamma_r = 2,0$. Розрахунковий опір кладки розтягання при згині згідно з табл. А.9 приймаємо рівним $R_{tb} = 0,2$ МПа.



4. Визначаємо поздовжню силу N_{crc} , за якої може спостерігатися розкриття тріщин, за формулою (2.19)

$$N_{crc} = \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1} = \frac{2,0 \times 0,2 \times 10^6 \times 0,51}{\frac{0,51(0,51 - 0,255) \times 0,21}{0,01105} - 1} = 138634 \text{ Н} = 138,6$$

кН, що більше $N = 110$ кН, тобто, тріщиностійкість стіни забезпечена.

КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ

1. Розрахунок центрально стиснутих елементів.
2. Визначення розрахункового опору кам'яної кладки на місцевий стиск.
3. Розрахунок кладки на місцевий стиск (змінання).
4. Напружений стан кладки при позацентровому стиску.
5. Розрахунок кладки на позацентровий стиск.
6. Визначення коефіцієнта поздовжнього згину для позацентрово стиснутих елементів.
7. Розрахунок елементів на згин та розтяг.
8. Розрахунок елементів на зрізання.
9. Розрахунок кам'яних елементів на розкриття тріщин.
10. Розрахунок кам'яних елементів на утворення тріщин (за деформаціями).



АРМОКАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ ТА ЇХНІ ЕЛЕМЕНТИ

ТЕОРЕТИЧНЕ ЯДРО

3.1. Мета та види армування кладок

Для збільшення несучої здатності і монолітності, забезпечення спільної роботи окремих частин будівель і споруд, а також для підвищення сейсмостійкості кам'яних конструкцій і споруд в цілому можуть бути застосовані такі види їхнього армування та підсилення:

- поперечне армування (непряме) з використанням арматурних сіток, які розташовують в горизонтальних швах кладки;
- поздовжнє армування з розташуванням арматурних стержнів зовні під шаром цементного розчину, або у вертикальних швах чи спеціальних борознах;
- армування (посилення) шляхом включення в кладку залізобетонних елементів (комплексні конструкції);
- армування (посилення) шляхом влаштування обойм з профільного металу або з розчинних чи залізобетонних обойм.

В усіх випадках повинна бути забезпечена спільна робота кладки з арматурою або залізобетонними елементами.

Для армокам'яних конструкцій використовують всі види цегли, керамічні камені, природні і штучні стінові камені, при цьому марка цегли повинна бути не менше 75, а каменів – не менше 35. Марка розчину повинна бути не менше 50.

Для армування кладок використовують арматуру класів А240С, А400С та класу В_р-І, фасонний прокат.

3.2. Конструктивні особливості армокам'яних елементів з сітчастим (непрямим) армуванням

Сітчасте (поперечне) армування застосовують для підсилення кладок із цегли всіх видів, керамічних, штучних та природних каменів. Арматура перешкоджає розвитку поперечних деформацій,

сприймає розтягуючі зусилля, які є однією з причин руйнування кладки.

Поперечне армування є доцільним в стиснутих елементах, гнучкість яких не перевищує: для прямокутних перерізів $l_0/h \leq 15$, для інших $l_0/r \leq 53$ (l_0 – розрахункова довжина елемента; h і r – відповідно висота і радіус інерції перерізу). Не допускається, щоб ексцентриситет сили виходив за межі ядра перерізу, тобто, необхідно, щоб $e_0 \leq h/6$. З метою захисту арматури від корозії не рекомендується застосовувати армування конструкцій, які експлуатуються в середовищі з вологістю, більшою за 75%. В інших випадках поперечне армування не є доцільним, так як воно не підвищує несучу здатність кладки.

Арматурні сітки виготовляють зварними з ортогональним розташуванням стержнів, або типу „зигзаг” (рис. 3.1) із арматури класу А240С, або з дроту класу В_p–І. Сітки укладаються у горизонтальні шви стін, простінків, колон, стовпів тощо з кроком s .

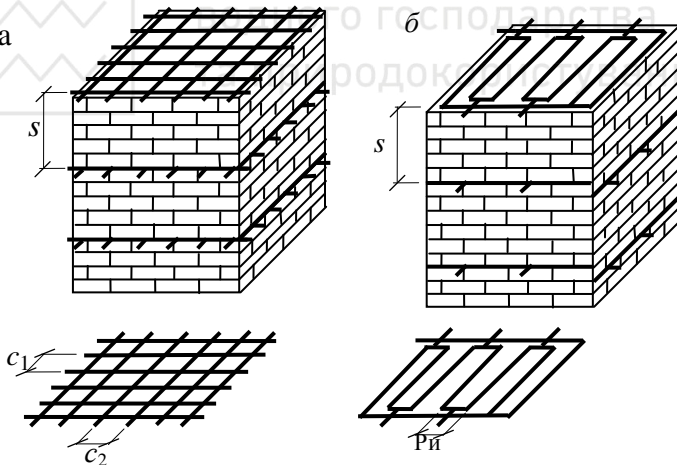


Рис. 3.1. Арматування кам'яних елементів горизонтальними сітками: *a* – сітки ортогональні; *б* – сітки типу «зигзаг»

Діаметр стержнів приймається: для сіток з перехресними стержнями 3...6 мм, 3...8 мм для сіток типу „зигзаг”. Відстань s між стержнями в сітках приймається в межах 30...120 мм. Товщина швів



кладки армокам'яних конструкцій має перевищувати товщину сітки не менше, ніж на 4 мм, а кінці стержнів сіток мають виступати із швів кладки, для контролю укладання сіток, не менше ніж на 3 мм. Сітки розташовують не рідше, ніж через 400 мм, або ж через п'ять рядів цегляної кладки із звичайної цегли (через чотири ряди кладки із потовщеної цегли і через три ряди кладки із керамічних каменів). Сітки типу „зигзаг” розміщуються в швах кладки у взаємно перпендикулярному напрямку через шов, що рівнозначно одній сітці з перехресними стержнями такого ж перерізу.

Ступінь насиченості кладки сітчастою арматурою визначається об'ємним коефіцієнтом, який визначається відношенням об'єму арматури до об'єму кладки і може бути знайдений за формулою

$$\mu\% = \frac{(c_1 + c_2)A_{st}}{c_1c_2s} 100\%. \quad (3.1)$$

При $c_1 = c_2 = c$ процент армування дорівнює

$$\mu\% = \frac{2A_{st}}{cs} 100\%, \quad (3.2)$$

де A_{st} – площа поперечного перерізу одного стержня.

Кількість сітчастої арматури, яка враховується в розрахунках стовпів і простінків, залежить від процента армування μ , який повинен складати не менше 0,1 % і не більше 1 %.

Ефективність сітчастого армування цегляної кладки за розташуванні сіток рідше, ніж через 45см, знижується. Таке армування може вважатися конструктивним з розташуванням сіток по висоті елементів на віддалі до 1м. Сітки в цьому випадку в розрахунки не вводяться, але вони запобігають розшаруванню кладки і раптовому її руйнуванню.

Марка розчину для елементів із сітчастим армуванням приймається не нижче ніж 50, а товщина каменів повинна бути такою, щоб висота ряду кладки не перевищувала 150мм.

3.3. Розрахунок елементів з сітчастим армуванням

Розрахунок стиснутих елементів із сітчастим армуванням при центральному стиску виконують за формулою

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A; \quad (3.3)$$

де N – розрахункова поздовжня сила;



m_g - коефіцієнт, що враховує тривалу дію навантаження, визначається, як і для кам'яних елементів, за формулою 2.2;
 φ - коефіцієнт поздовжнього згину, визначається залежно від λ_h і λ_i при пружній характеристиці армованої кладки, яка визначається за формулою

$$\alpha_s = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}, \quad (3.4)$$

α - пружна характеристика неармованої кладки (див. табл. 1.3);
 R_u - тимчасовий опір кладки ($R_u = kR$, де R - розрахунковий опір кладки, визначається по таблицям додатку А; $k = 2$ - для кладки з цегли і каменів усіх видів, із крупних блоків, рваного буту і бутобетону, а також для віброваної цегляної кладки; $k = 2,25$ - для кладки із крупних та дрібних блоків з ніздрюватих бетонів);

R_{sku} - тимчасовий опір кладки з сітчастим армуванням, визначається за формулою

$$R_{sku} = k R_u + \frac{2\mu R_{sn}}{100}, \quad (3.5)$$

R_{sn} - нормативний опір арматури сіток (приймається по табл. Б.1 додатку Б);

R_{sk} - розрахунковий опір армованої кладки при центральному стиску, визначається за формулами:

за міцності розчину під час зведення кладки 2,5 МПа і більше

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R; \quad (3.6)$$

за міцності розчину під час зведення менше 2,5 МПа

$$R_{sk} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \frac{R_1}{R_{25}}; \quad (3.7)$$

R_1 - розрахунковий опір стиску неармованої кладки в термін твердіння розчину, що розглядається;

R_{25} - розрахунковий опір кладки при марці розчину М25;

R_s - розрахунковий опір арматури (див. табл. Б.1 додатку Б);

A - площа поперечного перерізу елемента.

При міцності розчину більше 2,5 МПа відношення R_1/R_{25} приймається рівним 1.



Процент армування кладки сітчастою арматурою при центральному стиску не повинен перевищувати значення, яке визначається за формулою

$$0,1\% \leq \mu \leq 50 \frac{R}{R_s}. \quad (3.8)$$

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів з сітчастим армуванням при малих ексцентриситетах, які не виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів $e_0 \leq 0,17h$), виконують за формулами:

елементів з перерізами будь-якої форми

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega; \quad (3.9)$$

елементів прямокутної форми

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega. \quad (3.10)$$

В формулах (3.9) і (3.10) коефіцієнти φ_1 і m_g визначаються відповідно за формулами (2.10) і (2.14).

За позацентрового стиснення на розрахунковий опір армованої кладки R_{skb} впливає ексцентриситет прикладання навантаження e_0 :

за марки розчину М50 і вище опір R_{skb} становить

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R; \quad (3.11)$$

за марки розчину менше М25, при перевірці міцності кладки під час її зведення, R_{skb} становить

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \frac{R_1}{R_{25}} \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R, \quad (3.12)$$

де y – віддаль від грані елемента до центра ваги його перерізу.

Коефіцієнт ω , що входить в формули (3.9) і (3.10), можна визначати як для неармованої кладки, тобто, за формулами табл. 2.3.

В формулі (3.9) використовується тільки площа стиснутою частини перерізу A_c .

Щоб досягти необхідного ефекту від сітчастого армування, процент його армування повинен становити не менше, як 0,1%, а щоб запобігти неповному використанню арматури, він не повинен перевищувати одиниці. Крім цього, при позацентровому стиску процент армування не повинен перевищувати значення



$$0,1\% \leq \mu \leq \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) R_s} \quad (3.13)$$

При розрахунку на зминання кладки з сітчастим армуванням, розрахунковий опір кладки R_c приймаємо в формулі (2.5) більшим з двох значень: R_c , що визначається за формулою (2.6) для неармованої кладки, або ж $R_c = R_{sk}$.

3.4. Конструктивні особливості армокам'яних конструкцій з поздовжнім армуванням

Поздовжнє армування кладки доцільно застосовувати для конструкцій з великим навантаженням (стін, стовпів, перемичок, підпірних стін тощо) для сприйняття розтягуючих зусиль в позacentрово стиснутих (за великих ексцентриситетів) і згинальних елементах, а також для гнучких елементів, в яких $l_0/h > 15$ або $l_0/r_i > 53$. Наявність поздовжньої арматури підвищує несучу здатність елемента. Поздовжнє армування може бути влаштоване в середині кладки та зовні її (рис. 3.2).

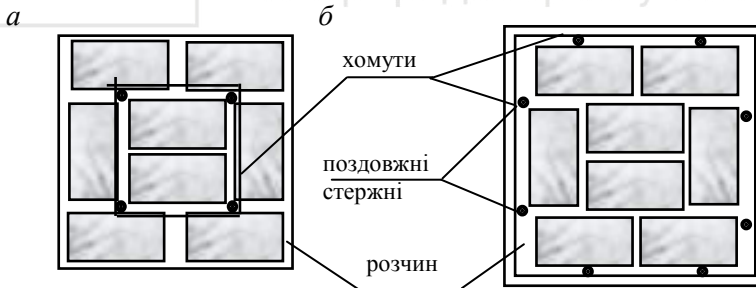


Рис. 3.2. Схеми армування кам'яних елементів поздовжньою арматурою: а – внутрішнє армування; б – зовнішнє армування

В якості поздовжньої арматури використовують сталь класу А240С, А400С, В_p-І діаметром не менше, як 5мм для розтягнутої і 8 мм - для стиснутої арматури. Поздовжня арматура повинна бути охоплена замкнутими хомутами зі сталі класу В_p-І діаметром 3...6 мм. Крок хомутів приймається:

- для арматури в середині кладки $s \leq 20d$;



- для зовнішньої арматури $s \leq 15d$;
- для конструктивної арматури і зовнішньої розтягнутої $s \leq 80d$.

Робочі стержні поздовжньої арматури на своїх кінцях повинні мати пристрої, що забезпечують їхнє надійне анкерування. Захисний шар цементного розчину для армокам'яних конструкцій з арматурою, що розташована зовні кладки, повинен мати товщину, не меншу за вказану в табл. 3.1.

Площа перерізу поздовжньої стиснутої арматури приймається не менше як 0,1%, для розтягнутої арматури – не менш як 0,05% від площі поперечного перерізу кам'яного елемента.

Таблиця 3.1

Товщина захисного шару (мм) з цементного розчину для армокам'яних конструкцій

Вид конструкції	Для конструкцій розташованих		
	у приміщеннях з нормальною вологістю повітря	на відкритому повітрі	у вологих і мокрих приміщеннях, резервуарах, фундаментах тощо
Балки і стовпи	20	25	30
Стіни	10	15	20

3.5. Розрахунок стиснутої кладки з поздовжнім армуванням

Несуча здатність армокам'яних конструкцій з поздовжньою арматурою визначається аналогічно залізобетонним конструкціям. При цьому розрахунковий опір арматури необхідно помножити на коефіцієнт умов роботи γ_{cs} (табл. Б.2). У випадку визначення коефіцієнта поздовжнього згину ϕ , значення пружної характеристики кладки α приймається за табл. 1.3 як для неармованої кладки. Так як при наявності поздовжньої арматури в стиснутій кладці робота її використовується не повністю, то в розрахунках це враховується введенням коефіцієнта умов роботи $\gamma_c = 0,85$, на який множиться розрахунковий опір кладки. Коефіцієнт повноти епюри напружень приймається рівним $\omega = 1,0$.

При розрахунку центрально стиснутих кам'яних елементів з поздовжньою арматурою (рис. 3.3) несуча здатність визначається за формулою



$$N \leq \varphi (0,85 m_g R A + R_{sc} A'_s) \quad (3.14)$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

A ; A'_s – відповідно площа перерізу елемента та площа перерізу стиснутої арматури;

R , R_{sc} – відповідно розрахунковий опір кладки стиску та розрахунковий опір стиснутої арматури.

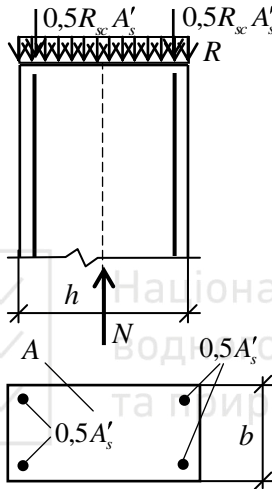


Рис. 3.3. Схема зусиль до розрахунку центрально навантажених кам'яних елементів

З умови (3.14) можна визначити площу перерізу арматури:

$$A'_s = \frac{N - 0,85 \varphi m_g R A}{\varphi R_{sc}} \quad (3.15)$$

Існує два випадки розрахунку позациентрово стиснутих елементів:

- випадок великих ексцентриситетів, коли $S_c < 0,8S_0$ для перерізу будь-якої форми і коли $x < 0,55h_0$ – для прямокутного перерізу (рис. 3.4);

- випадок малих ексцентриситетів, коли ці умови не дотримуються.

Тут x – висота стиснутої зони перерізу; S_c – статичний момент стиснутої зони перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури; S_0 – статичний момент всього перерізу кладки відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури і визначається за формулами:



- за будь якої форми перерізу $S_0 = A(h_0 - y)$, де y – відстань від центра ваги усього перерізу до краю більш стисненої грані;

- за прямокутної форми перерізу $S_0 = 0,5bh_0^2$.

За наявності поздовжньої арматури у стиснутій зоні перерізу, для забезпечення повного використання цієї арматури, необхідно дотримуватись наступних умов:

- за будь якої форми перерізу $z \leq h_0 - a'$;

- за прямокутної форми перерізу $x \geq 2a'$ (a' - віддаль від центра ваги більш стиснутої арматури до стиснутої грані елемента; z – віддаль від центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури до точки прикладання рівнодіючої в стиснутій частині перерізу кладки).

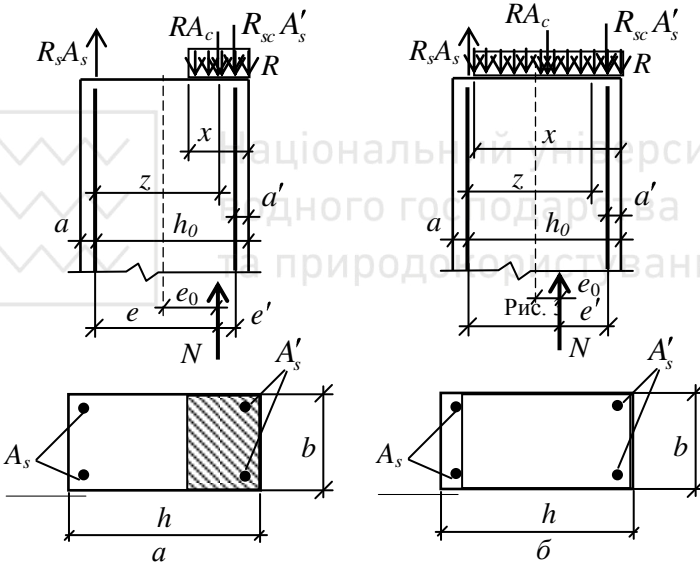


Рис. 3.4. Схема зусиль в позцентрово стиснутих поздовжньо армованих кам'яних елементах:

a – випадок великих ексцентриситетів $S_c < 0,8S_0$;

\bar{b} – випадок малих ексцентриситетів $S_c \geq 0,8S_0$

Випадок великих ексцентриситетів ($S_c < S_0$). У цьому випадку повинні виконуватися два основних рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил (рис. 3.4а):



- розрахункове зовнішнє зусилля N повинно бути рівним або меншим суми проекцій внутрішніх зусиль на поздовжню вісь елемента

$$N \leq \varphi (0,85m_g R A_c + R_{sc} A'_s - R_s A_s); \quad (3.16)$$

- сума моментів зусиль відносно точки прикладання поздовжньої розрахункової сили повинна бути рівною нулю

$$0,85m_g R S_{cN} \pm R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0, \quad (3.17)$$

де A_c – площа стиснутої частини перерізу кладки;

A_s і A'_s - площа поперечного перерізу відповідно розтягнутої та стиснутої арматури;

R, R_s, R_{sc} - відповідно розрахунковий опір кладки, розтягнутої та стиснутої арматури;

a, a' - відповідно віддаль від центра ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані та від центра ваги стиснутої арматури до стиснутої грані перерізу;

S_{cN} - статичний момент стиснутої зони перерізу відносно осі, що проходить через точку прикладання сили N і визначається за табл. 3.2;

e, e' - віддаль від центра ваги відповідно арматури A_s і A'_s до

точки прикладання зовнішньої сили N ;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, визначається по табл. 2.1;

m_g - коефіцієнт, який враховує вплив тривало діючого навантаження (визначається за формулою (2.14); при $h \geq 30$ см або $i \geq 8,7$ см приймають $m_g = 1,0$);

Знак „+” у формулі (3.17) приймається, якщо поздовжня сила N прикладається за межами віддалі z_s між центрами ваги арматур A_s і A'_s , а знак „-” – якщо N знаходиться у межах цієї віддалі ($z_s = h - a - a' = h_0 - a'$).

Умову міцності також можна записати із рівняння рівності нулю суми моментів всіх зусиль відносно центра ваги розтягнутої арматури

$$N e \leq \varphi (0,85m_g R S_c + R_{sc} A'_s z_s); \quad (3.18)$$

де S_c – статичний момент стиснутої частини перерізу відносно центра ваги розтягнутої арматури; для будь якої форми перерізу $S_c = A_c z$; для прямокутних перерізів $S_c = bx(h_0 - 0,5x)$.



Якщо епора напружень в кладці прийнята у вигляді прямокутника, то положення нейтральної лінії визначається із рівняння (3.17).

За відсутності поздовжньої арматури у стиснутій зоні перерізу (одинарне армування) в формулах (3.16) - (3.18) приймають $A'_s = 0$, а коефіцієнт $\gamma_c = 0,85$ замінюють на одиницю. Внаслідок цього формули набувають такого вигляду:

$$N \leq \varphi (m_g \omega R A_c - R_s A_s), \quad (3.19)$$

$$m_g \omega R S_{cN} - R_s A_s e = 0; \quad (3.20)$$

$$N e \leq \varphi m_g \omega R S_c, \quad (3.21)$$

де ω – коефіцієнт, який визначається за формулами табл. 2.3.

Випадок малих ексцентриситетів ($S_c \geq S_0$). При прикладанні зовнішньої сили з малими ексцентриситетами розрахунок обумовлений експериментально встановленим положенням, що момент, який сприймає кладка відносно центра ваги менш стиснутої (розтягнутої) арматури A_s , не залежить від ексцентриситету поздовжньої сили e_0 – віддаль від точки прикладання зовнішньої сили N до центра ваги перерізу елемента (рис. 3.4б).

Умови міцності визначаються тим, що моменти від зовнішньої сили відносно центра ваги менш стиснутої чи розтягнутої арматури або відносно більш стиснутої арматури не повинні перевищувати суми моментів внутрішніх зусиль відносно тих же точок. Математично ці умови можуть бути виражені так:

- за першої умови

$$N e \leq \varphi (0,85 m_g R S_0 + R_{sc} A'_s z_s); \quad (3.22)$$

- за другої умови

$$N e' \leq \varphi (0,85 m_g R S'_0 - R_s A_s z_s); \quad (3.23)$$

де S_0 – статичний момент всього перерізу кладки відносно центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури A_s ;

S'_0 - те саме, відносно центра ваги стиснутої арматури A'_s і дорівнює $S'_0 = A(y - a')$ для будь якого перерізу і $S'_0 = 0,5bh_0^2$ для прямокутного перерізу, де $h'_0 = h - a'$.

Розташування нейтральної лінії визначають з рівняння (3.17).



При одинарному армуванні умови (3.22) і (3.23) будуть мати вигляд

$$Ne \leq \varphi m_g \omega R S_0; \quad (3.24)$$

$$Ne' \leq \varphi m_g \omega R S'_0 - R_s A_s z_s. \quad (3.25)$$

Значення площі стиснутої зони кладки і статичних моментів цієї зони, що входять у формули (3.16) ... (3.25), наведені в табл. 3.2.

Для прямокутних перерізів формули (3.16) - (3.25), після підстановки в них значень A_c , S_c , S_{cN} із таблиці 3.2, набувають вигляду:

- для випадку великих ексцентриситетів:
- за подвійного армування

$$N \leq \varphi (0,85 m_g R b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s); \quad (3.26)$$

$$0,85 m_g R b x (e - h_0 + 0,5x) \pm R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0; \quad (3.27)$$

$$Ne \leq \varphi (0,85 m_g R b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s z_s); \quad (3.28)$$

- за одинарного армування

$$N \leq \varphi (m_g \omega R b x - R_s A_s); \quad (3.29)$$

$$\omega R b x (e - h_0 + 0,5x) - R_s A_s e = 0; \quad (3.30)$$

$$Ne \leq \varphi (m_g \omega R b x (h_0 - 0,5x)); \quad (3.31)$$

- для випадку малих ексцентриситетів:
- за подвійного армування

$$Ne \leq \varphi (0,42 m_g R b h_0^2 + R_{sc} A'_s z_s); \quad (3.32)$$

$$Ne' \leq \varphi (0,42 m_g R b h_0'^2 + R_{sc} A'_s z_s); \quad (3.33)$$

- за одинарного армування

$$2Ne \leq \varphi \omega m_g R b h_0^2. \quad (3.34)$$



Формули для визначення геометричних характеристик перерізів

Переріз	Схема перерізу	Розрахункові формули
прямокутний		$A_c = bx$ $S_c = bx(h_0 - 0,5x)$ $S_{cN} = bx(e_0 - y + 0,5x)$
тавровий з полицю у стиснутій зоні (нейтральна вісь проходить в ребрі)		$A_c = bh_f + b_1(x - h_f)$ $S_c = S_0 - 0,5b_1(h_0 - x)^2$ $S_{cN} = [b_1x - (b - b_1)h_f](e_0 - y) + 0,5[b_1x^2 - (b - b_1)h_f^2]$
тавровий з полицю у стиснутій зоні	(нейтральна вісь проходить в полиці, частина або вся полиця стиснута, ребро в розтягнутій зоні)	$A_c = bx$ $S_c = bx(h_0 - 0,5x)$ $S_{cN} = bx(e_0 - y + 0,5x)$
тавровий з полицю у розтягнутій зоні	(нейтральна вісь проходить в ребрі, все ребро або його частина стиснуті, полиця в розтягнутій зоні)	$A_c = b_1x$ $S_c = b_1x(h_0 - 0,5x)$ $S_{cN} = b_1x(e_0 - y + 0,5x)$
тавровий з полицю у розтягнутій зоні	(нейтральна вісь проходить в полиці, все ребро і частина полиці стиснуті)	$A_c = b_1(h - h_f) + b(x - h + h_f)$ $S_c = S_0 - 0,5b(h_0 - x)^2$ $S_{cN} = [bx - (b - b_1)(h - h_f)](e_0 - y) + 0,5[bx^2 - (b - b_1)(h - h_f)^2]$



3.6. Розрахунок армованих кам'яних згинальних та центрально розтягнутих елементів

Розрахунок армованих згинальних елементів прямокутного перерізу з одинарною стержневою арматурою (рис. 3.5) виконується за формулою

$$M \leq 1,25R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (3.35)$$

де x – висота стиснутої частини площі кам'яної кладки, яка визначається із формули

$$R_s A_s = 1,25R_b b x, \quad (3.36)$$

при цьому значення x не повинно перевищувати $x \leq 0,55h_0$.

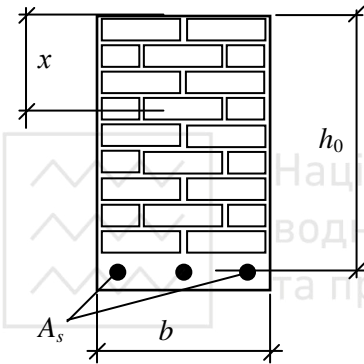


Рис. 3.5. Розрахунковий поперечний переріз армокам'яного згинального елемента з одинарною арматурою

Згинальні елементи розраховують також на дію поперечної сили за формулою

$$Q \leq R_{tw} b z, \quad (3.37)$$

де z – плече внутрішньої пари сил, яке дорівнює $z = h_0 - 0,5x$;

R_{tw} - розрахунковий опір кладки головним розтягувальним напруженням при згині.

Розрахунок елементів поздовжньо армованої кладки при центральному розтяганні виконують за формулою

$$N \leq R_s A_s, \quad (3.38)$$

де R_s – розрахунковий опір арматури розтяганню;

A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої арматури.



3.7. Комплексні елементи

Комплексними називають елементи кам'яної кладки з включенням в них залізобетону, який працює спільно з кладкою. При цьому залізобетон може розташовуватися в середині кладки, але перевагу надають його розташуванню з зовнішнього боку кладки, оскільки в цьому випадку можна ретельніше контролювати якість бетону та більш раціонально його використати при згині і позacentровому стиску конструкцій (рис. 3.6).

Комплексні конструкції використовують в тих же випадках, що і кладку з подовжнім армуванням, а також у випадках, коли необхідно суттєво збільшити несучу здатність дуже навантажених елементів при центральному чи позacentровому стиску. Застосування в цьому випадку комплексних конструкцій дозволяє зменшити розміри поперечних перерізів елементів.

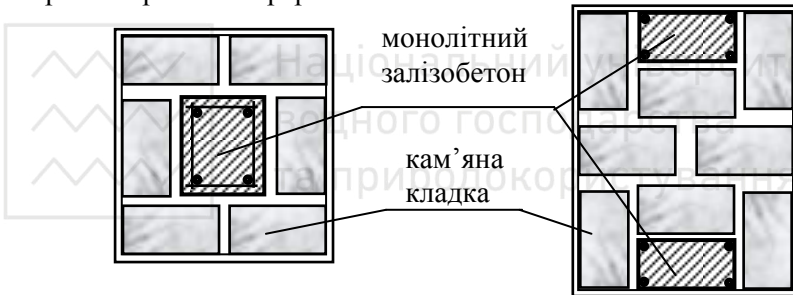


Рис. 3.6. Схеми комплексних елементів

В комплексних конструкціях використовують бетон класу не вище В15. Поздовжня арматура може бути використана класів А240С та А400С, а її площа не повинна перевищувати 1,5 % площі перерізу бетону.

При розрахунку комплексних елементів на центральний стиск має виконуватись умова

$$N \leq \varphi_{cs} (0,85 m_g (R A + R_b A_b) + R_{sc} A'_s) \leq \leftarrow, \quad (3.39)$$

де N – розрахункова гранична поздовжня сила;

R, A – відповідно розрахунковий опір та площа кам'яної кладки;

R_b, A_b – відповідно розрахунковий опір та площа перерізу бетону;

φ_{cs} – коефіцієнт поздовжнього згину комплексної конструкції, що приймається при значенні пружної характеристики кладки



$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{R_{red}}, \quad (3.40)$$

де $E_{0,red}$ – приведений модуль пружності комплексного елемента;
 R_{red} – приведений тимчасовий опір комплексного елемента;

$$E_{0,red} = \frac{E_{0k} I_k + E_b I_b}{I_k + I_b}; \quad (3.41)$$

$$R_{red} = \frac{R_u A + R_{ub} A_b}{A + A_b}, \quad (3.42)$$

E_{0k} , E_b – початкові модулі пружності відповідно кладки і бетону;
 I_k , I_b – моменти інерції відповідно кладки і бетону;
 $R_u = 2R$ – тимчасовий опір кам'яної кладки стиску;
 R_{ub} – нормативна призма міцність бетону.

Розрізняють випадки позацентрового стиску комплексних елементів

- випадок великих ексцентриситетів, коли $S_c < 0,8S_0$;
- випадок малих ексцентриситетів, коли $S_c \geq 0,8S_0$,

де $S_0 = S_k + (R_b/R)S_b$; $S_c = S_{cs} + (R_b/R)S_{bc}$ (3.43)

У випадку малих ексцентриситетів розрахунок виконується за формулою

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85m_g (RS_k + R_b S_b) + R_{sc} S_s]}{e}, \quad (3.44)$$

при цьому, якщо сила N прикладена між центрами ваги арматури A_s і A'_s , то повинна виконуватись наступна умова:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85m_g (RS_{k1} + R_b S_{b1}) + R_{sc} S'_s]}{e'}. \quad (3.45)$$

За одинарного армування елемента розрахунки виконуються за формулою

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} m_g (RS_k + R_b S_b)}{e}. \quad (3.46)$$

В формулах (3.43) – (3.46):

S_0 – статичний момент площі комплексного перерізу (приведеного до кладки) відносно центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури A_s ;

S_c – статичний момент площі стиснутої зони комплексного перерізу



відносно центра ваги арматури A_s ;

S_{cs}, S_{bc} – статичні моменти площі відповідно стиснутої частини перерізу кладки і бетону відносно центра ваги арматури A_s ;
 S_{cs}, S_b, S_s – статичні моменти відповідно площі перерізу кладки, бетону і арматури A_s' відносно центра ваги арматури A_s ;
 S_{cs}, S_b, S_s' – статичні моменти відповідно площі перерізу кладки, бетону і арматури A_s відносно центра ваги арматури A_s' ;
 e, e' – відстань від точки прикладання сили N до центра ваги арматури A_s і A_s' відповідно.

Якщо центри ваги арматури A_s і A_s' знаходяться на відстані 5 см від граней перерізу, то у формулах (3.44) і (3.45) статичні моменти і ексцентриситети визначаються відносно грані перерізу.

У випадку великих ексцентриситетів розрахунок виконується за формулою

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_{cs} A_s' - R_s A_s] \quad (3.47)$$

Положення нейтральної осі в цьому випадку визначається з рівняння

$$m_g (0,85 R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) \pm R_{cs} A_s' e' - R_s A_s e = 0. \quad (3.48)$$

Знак „+” приймається, якщо сила N прикладена за межами відстані між центрами ваги арматури A_s і A_s' ; знак „-” – якщо сила N прикладена між центрами ваги арматури A_s і A_s' .

За одинарного армування елемента розрахунки виконуються за формулою

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 \omega R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_s A_s], \quad (3.49)$$

а положення нейтральної лінії визначається з рівняння

$$m_g (0,85 \omega R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) - R_s A_s e = 0. \quad (3.50)$$

В формулах(3.47) – (3.50):

A_{cs}, A_{bc} – площа відповідно стиснутої зони кладки та бетону;

$S_{cs,N}$ – статичний момент стиснутої зони кладки відносно точки прикладання сили;

$S_{bs,N}$ – статичний момент стиснутої зони бетону відносно точки прикладання сили.



3.8. Кам'яні елементи, посилені обоймами

При наявності значних дефектів і пошкоджень в кладці, виявлених в результаті обстеження будівель і споруд, а також при їх реконструкції або надбудові, виникає необхідність у забезпеченні та збільшенні несучої здатності існуючих кам'яних конструкцій (стіл, стовпів, простінків тощо). Підвищити несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість конструкцій, тим самим забезпечивши їх надійність, можна методами підсилення. Підсилення потребують і несучі конструкції будівель, в яких при зміні технологічного процесу збільшуються навантаження на них, змінюються умови роботи конструкцій (збільшується ступінь агресивності середовища, змінюється температурний режим тощо) або змінюється характер дії навантаження (динамічні впливи).

Одним з найбільш розповсюджених методів підсилення кам'яних конструкцій є взяття їх в обойму. Застосовують наступні види обойм: у вигляді армованої штукатурки (рис. 3.7а), сталеві (рис. 3.7б) та залізобетонні (рис. 3.7в). Обойми можуть влаштовуватись як по всій висоті елемента, так і в окремій його частині.

Обойми у вигляді армованої штукатурки застосовують для будь якої форми перерізу за невеликого підсилення. Їх перевагою є мала товщина, отже і незначне збільшення перерізу кам'яного елемента. Обойма складається з вертикальних стержнів діаметром 12...16 мм, розташованих по периметру перерізу стовпа, але не рідше чим через 400 мм та хомутів із дроту діаметром 4...8 мм, що охоплюють поздовжні стержні з кроком $s \leq 150$ мм. Арматуру захищає шар цементно-піщаної штукатурки із розчину марки М50...100 товщиною 30...40 мм.

Залізобетонні обойми, що застосовують за різних форм перерізу, суттєво підвищують несучу здатність кам'яних елементів. Вони виготовляються аналогічно обоймі з армованої штукатурки, але замість цементно-піщаної штукатурки вкладають бетон класу не нижче В10. Товщина шару бетону визначається розрахунком, але приймається в межах 60...120 мм.

Сталеві обойми, поряд зі значним підвищенням несучої здатності, мають суттєве обмеження щодо використання, а саме, вони застосовуються лише для стовпів і простінків прямокутного



перерізу і є нееконічними за витратами сталі. Стальні обойми складаються з сталевих кутників, розміщених по кутах перерізу, та хомутів зі стрічкової сталі або стержнів діаметром 10 мм, приварених до кутників. Відстань між хомутами приймається не більше за менший розмір перерізу елемента і не більше 500 мм. Щоб кутники сприймали вертикальне навантаження безпосередньо після встановлення, їх роблять попередньо напруженими. Стальна

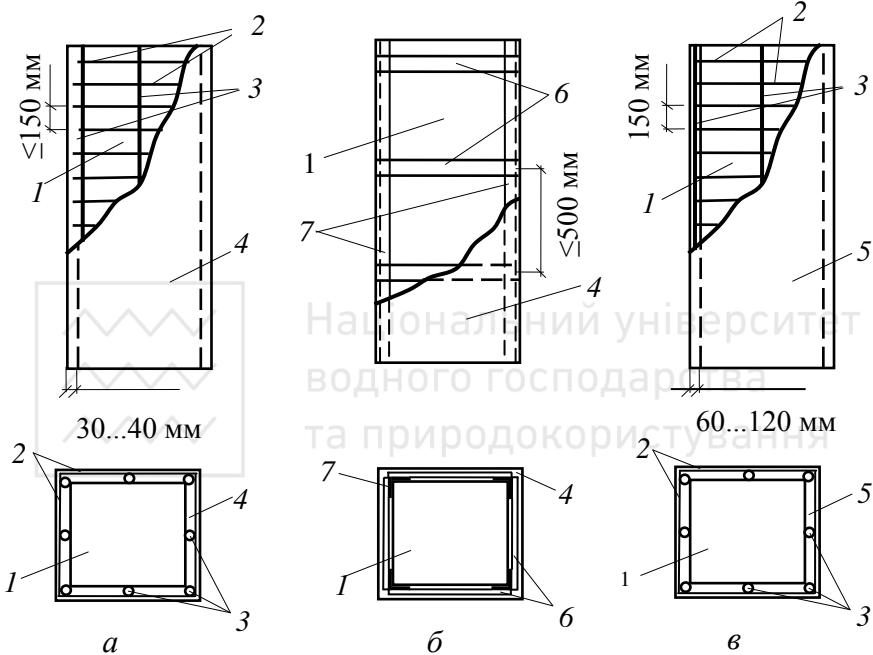


Рис. 3.7. Посилення кам'яних стовпів обоймами: *а* – армованою штукатуркою; *б* – сталюю обоймою; *в* – залізобетонною обоймою; 1 – кам'яна кладка; 2 – хомути; 3 – поздовжні стержні; 4 – цементно-піщана штукатурка; 5 – шар бетону; 6 – металеві планки (стержні); 7 – сталні кутники

обойма захищається від корозії шаром цементно-піщаного розчину марки М50...100 товщиною 25...30 мм. Для надійного зчеплення з розчином сталюю обойму рекомендується обмотувати металеву сіткою.

Особливістю всіх обойм є те, що вони чинять опір поперечним деформаціям стисненої кладки, збільшуючи її несучу здатність.

Крім того, залізобетонні і сталеві обойми самі сприймають частину поздовжнього зусилля. Отже, основними факторами, що впливають на ефективність обійм є стан кладки і схема передачі зусилля на конструкцію, клас бетону і марка розчину за міцністю, площа перерізу поздовжньої арматури, відсоток поперечного армування хомутами або планками.

Несуча здатність кам'яних стовпів, підсилених обіймами, за центрального і позацентрального стиску у випадку малих ексцентриситетів визначається за формулами:

- при обіймі у вигляді армованої штукатурки

$$N \leq \psi \varphi \left(m_g \gamma_k R + \eta \frac{2,8 \mu}{1 + 2 \mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A; \quad (3.51)$$

- при залізобетонній обіймі

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g \gamma_k R + \eta \frac{3 \mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + \gamma_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right]; \quad (3.52)$$

- при сталевій обіймі

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g \gamma_k R + \eta \frac{2,5 \mu}{1 + 2,5 \mu} \frac{R_s}{100} \right) A + R_y A'_s \right]. \quad (3.53)$$

Значення коефіцієнтів ψ і φ приймають:

- у випадку центрального стиску $\psi = 1$ і $\eta = 1$;
- у випадку позацентрального стиску

$$\psi = 1 - 2 \frac{e_0}{h}; \quad \eta = 1 - 4 \frac{e_0}{h}. \quad (3.54)$$

Відсоток армування визначається за формулою:

$$\mu = \frac{2 A_{sw} (a + b)}{h b s} \cdot 100\% \quad (3.55)$$

У формулах (3.51) – (3.55) прийняті наступні позначення:

A – площа перерізу стовпа;

A_b – площа перерізу бетонної обійми, що знаходиться в межах між хомутами і кам'яною кладкою;

A'_s – площа перерізу поздовжніх кутників сталеві обійми або ж поздовжньої арматури залізобетонної обійми;

A_{sw} – площа перерізу хомутів;



γ_k – коефіцієнт умов роботи кладки: для кам'яної кладки без ушкоджень $\gamma_k = 1$, для кладки з тріщинами $\gamma_k = 0,7$;

γ_b – коефіцієнт умов роботи бетону, при передачі навантаження на обойму і наявності опори під нею: $\gamma_b = 1$ при передачі навантаження на обойму і відсутності опори під нею; $\gamma_b = 0,7$ при передачі навантаження тільки через кладку $\gamma_b = 0,35$;

R_b – розрахунковий опір бетону осьовому стиску;

R_{sw} – розрахунковий опір поперечної арматури обойми (табл. Б1);

R_{sc} – розрахунковий опір поздовжньої арматури обойми (табл. Б1);

R_y – розрахунковий опір листового та фасонного прокату розтягання, стиску та згинання (табл. Б.4);

R_s – розрахунковий опір зрізу листового та фасонного прокату приймається рівним $R_s = 0,58R_y$.

Решта позначень у формулах відомі з попередніх розділів. Коефіцієнт поздовжнього згину φ визначається як для не підсиленої кладки.

Необхідно приймати до уваги, що у випадку, коли $e_0 > h/6$, підсилення кам'яної кладки обоймами не є ефективним.

Так само, як і кам'яні стовпи, можна підсилювати обоймами простінки. Але, зважаючи, що переріз простінків майже завжди буває з відношенням сторін понад 2,5, то необхідно встановлювати додаткові поперечні в'язі, що перетинають кладку і влаштовуються з кроком не більше $2h$ (де h – товщина простінка) і не більше 750 мм. При цьому в складову формул (3.52) – (3.54), що враховує вплив хомутів, додатково вводиться множник – коефіцієнт умов роботи, рівний 0,5.

Так як при влаштуванні обойм збільшуються розміри простінків, зменшуються прорізи, погіршується зовнішній вигляд будівлі, то їх влаштування не завжди є можливим і бажаним. У цьому випадку простінки з недостатньою несучою здатністю необхідно розібрати і звести заново у такий спосіб. У прорізи з двох боків простінка встановлюють дерев'яні стояки і клинами підтискають їх до перемичок. Діаметр і кількість стояків визначається розрахунком з умови сприйняття всього розрахункового навантаження, що діє на простінок, за умови

$$N \leq 0,6 R_c A_c, \quad (3.56)$$

де A_c – площа поперечного перерізу всіх дерев'яних стояків, розташованих на половині прорізу з обох боків простінка;



R_c – розрахунковий опір деревини поперек волокон.

Марка цегли і розчину нової кам'яної кладки простінка визначаються з розрахунку на повне експлуатаційне навантаження.

Видалення дерев'яних стояків проводиться не раніше ніж через 28 діб, тобто після того, як розчин заповнення швів досягне проектної міцності.

3.9. Розрахунок армованих кладок за граничними станами другої групи

Поздовжньо армовані згинальні, позacentрово стиснуті і розтягнуті елементи за граничними станами другої групи розраховуються у випадках, що і неармовані елементи (див. параграф 2.6) та обов'язково у випадках, коли вони експлуатуються в умовах середовища, агресивного по відношенню до арматури. Розрахунок поздовжньо армованих розтягнутих, згинальних та позacentрово стиснутих кам'яних конструкцій на розкриття тріщин (швів кладки) виконують, виходячи з наступних передумов:

- розрахунок виконується для всього поперечного перерізу кладки і арматури (без врахування розкриття швів), приймаючи лінійне розподілення напружень по перерізу;
- розрахунковий опір арматури R_s приймається у відповідності з табл. Б.1.

В розрахунках поздовжньо армованих позacentрово стиснутих, згинальних і розтягнутих кам'яних конструкцій за розкриттям тріщин (швів кладки) переріз конструкції приводиться до одного матеріалу (сталі) відносно модулів пружності сталі E_s і кладки E_0

$$n_{red} = \frac{E_0}{E_s}. \quad (3.57)$$

Приведена площа перерізу A_{red} , віддаль центра ваги перерізу до стиснутої грані y_{red} і момент інерції приведенного перерізу I_{red} визначаються за формулами:

$$A_{red} = n_{red}A + A_s + A_{s1}; \quad (3.58)$$

$$y_{red} = \frac{n_{red}Ay + A_s h_0 + A_{s1} a_1}{A_{red}}; \quad (3.59)$$

$$I_{red} = n_{red}I + n_{red}A(y_{red} - y_{red})^2 + A_s(y_0 - y_{red})^2 + A_{s1}(y_{red} - a_1)^2. \quad (3.60)$$



В формулах (3.57) – (3.60):

n_{red} - відношення модулів пружності кладки і сталі;

A, y, I - площа перерізу, віддаль від центра ваги перерізу до стиснутої грані і момент інерції перерізу кладки;

$A_{red}, y_{red}, I_{red}$ - те саме, для приведеного перерізу;

A_s - площа перерізу розтягнутої арматури;

A_{s1} - площа перерізу стиснутої арматури;

$h_0 = h - a$ - робоча висота перерізу;

a - віддаль від центра ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані;

a_1 - віддаль від центра ваги стиснутої арматури до стиснутої грані.

В центрально розтягнутих елементах тріщини будуть відсутні або їхня ширина буде обмежена при виконанні умови

$$N \leq \gamma_r R_s A_{red}, \quad (3.61)$$

де γ_r - коефіцієнт умов роботи кладки в розрахунках за шириною розкриття тріщин, приймається за табл. 2.5;

R_s – розрахунковий опір арматури в розрахунках на розкриття тріщин, приймається за табл. Б.1 додатку Б.

Згинальні та позацентрово стиснуті елементи розраховуються відповідно за такими формулами:

$$M \leq \frac{\gamma_r R_s I_{red}}{h_0 - y_{red}}; \quad (3.62)$$

$$N \leq \frac{\gamma_r R_s A_{red}}{\frac{A_{red}}{A_{red}} \left(h_0 - y_{red} \right) \frac{e_0}{h_0} - 1} I_{red}, \quad (3.63)$$

де N і M – поздовжня сила і момент від експлуатаційних навантажень (в розрахунках за розкриттям тріщин в штукатурних покриттях і покриттях із плиток зусилля визначаються за навантаженнями, які прикладаються після їхнього влаштування);
 $e_0 = M/N$ – ексцентриситет поздовжньої сили N .

У випадках, коли поздовжньо армовані елементи працюють на позацентровий розтяг, їхню тріщиностійкість перевіряють за умовою



$$N_t \leq \frac{\gamma_r R_s A_{red}}{A_{red} \left(\frac{l_0 - y_{red}}{e_0} + 1 \right)} \cdot I_{red}, \quad (3.66)$$

де N_t – поздовжня розтягувальна сила;

$$e_0 = M/N_t.$$

ПРАКТИКУМ

Приклади характерних задач

Приклад 3.1. Визначити розрахункову несучу здатність центрально навантаженого армованого цегляного стовпа перерізом 38×51 см з розрахунковою висотою $l_0 = 3$ м. Цегла стовпа глиняна повнотіла пластичного пресування марки 150, розчин важкий цементно-вапняний марки 50. Стовп армується сітками з квадратними чарунками із сталі класу Вр-І діаметром 5 мм ($A_{st} = 0,196 \text{ см}^2$), з розмірами чарунок $c = 8$ см і кроком $s = 21$ см.

Рішення. 1. За даних умов згідно з табл. А.1 $R = 1,8$ МПа. Для дротяної арматури коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,6$ (табл. Б.2); $R_s = 360$ і $R_{sn} = 395$ МПа (табл. Б.1). Знаходимо розрахункове значення $\gamma_{cs} R_s = 0,6 \times 360 = 216$ МПа;

2. Обчислюємо відсоток сітчастого армування за формулою

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \times s} 100\% = \frac{2 \times 0,196}{8 \times 21} (100) = 0,23\% > \mu_{\min} = 0,1\%.$$

Максимальне значення $\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \frac{1,8}{216} = 0,42\% > \mu = 0,23$.

3. Визначаємо пружну характеристику армованої кладки: пружна характеристика кладки α за табл. 1.3 складає $\alpha = 1000$; середня межа міцності (тимчасовий опір) стисненню кладки $R_u = k \times R = 2 \times 1,8 = 3,6$ МПа ($k = 2$, див. параграф 3.3); середня межа міцності стисненню кладки з сітчастим армуванням за формулою (3.5)

$$R_{sku} = k R + \frac{2\mu R_{sn}}{100} = 2 \times 1,8 + \frac{2 \times 0,23 \times 0,6 \times 395}{100} = 4,69 \text{ МПа};$$



$$\alpha_s = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \frac{3,6}{4,69} = 767,6.$$

4. Визначаємо гнучкість елемента: $\lambda_h = l_0/h = 300/51 = 5,88$. За значеннями λ_h і α_s по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,954$. Оскільки $h = 38\text{см} > 30\text{см}$ то приймаємо $m_g = 1$.

5. Розрахунковий опір армокам'яної кладки визначаємо за формулою (3.6):

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 1,8 + \frac{2 \times 0,23 \times 216}{100} = 2,8 \text{ МПа} \leq 2 \times R = 2 \times 1,8 = 3,6 \text{ МПа}.$$

6. Визначаємо несучу здатність стовпа за формулою (3.3)

$$N_{adm} = m_g \varphi R_{sk} A = 1 \times 0,9537 \times 2,8 (10^{-1}) \times 38 \times 51 = 517,5 \text{ кН}.$$

Приклад 3.2. Визначити армування сітками типу „зигзаг” із сталі класу А240С центрально-навантажений стовп перерізом 64×64 см. Кладка виконується з силікатної цегли марки 125, розчин цементно-піщаний марки 50. Будівля має жорстку конструктивну схему, висота поверху складає $H = 4,2$ м. Поздовжня сила, що діє на стовп, має значення $N = 950$ кН.

Рішення. 1. Згідно з табл. А.1 $R = 1,7$ МПа. Для стержневої арматури коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,75$ (табл. Б.2), а $R_s = 225$ і $R_{sn} = 240$ МПа (табл. Б.1). Знаходимо розрахункове значення: $R_s = \gamma_{cs} R_s = 0,75 \times 225 = 168,75$ МПа.

2. Розрахункова висота стовпа згідно з п. 2. 1. становить $l_0 = 0,9H = 0,9 \times 4,2 = 3,78$ м.

3. Визначаємо пружну характеристику армованої кладки: пружна характеристика кладки за табл. 1.3 $\alpha = 750$; середня межа міцності (тимчасовий опір) стисненню кладки $R_u = k R = 2 \times 1,7 = 3,4$ МПа ($k = 2$, див. параграф 3.3); середня межа міцності стисненню кладки з сітчастим армуванням за формулою (3.5)

$$R_{sku} = k R + \frac{2\mu R_{sm}}{100} = 2 \times 1,7 + \frac{2 \times 0,2 \times 240}{100} = 4,34 \text{ МПа},$$

де $\mu = 0,2$ – попередньо прийняте значення відсотку сітчастого армування;

$$\alpha_s = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \frac{3,4}{4,34} = 587,5.$$



4. Визначаємо гнучкість елемента: $\lambda_h = l_0/h = 378/64 = 5,9$. За значеннями λ_h і α_s по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,927$. Оскільки $h = 64$ см $>$ 30 см то приймаємо $m_g = 1$.

5. Визначаємо мінімальний необхідний розрахунковий опір армованої сітками кладки з формули (3.3)

$$R_{sk} = \frac{N}{\varphi m_g A} = \frac{950 \times (10)}{0,927 \times 1 \times 64 \times 64} = 2,5 \text{ МПа} \leq 2 \times R = 2 \times 1,7 = 3,4 \text{ МПа}$$

6. Визначаємо необхідний відсоток армування за формулою (3.2)

$$\mu = \frac{R_{sk} - R}{2 R_s} \times 100\% = \frac{2,5 - 1,7}{2 \times 168,75} \times 100\% = 0,237\%$$

7. Приймаємо стержні з арматури класу А240С діаметром 6 мм ($A_{st} = 0,283$ см²) і $c = 6$ см. Тоді необхідна відстань між сітками з формули (3.2) буде дорівнювати

$$s = \frac{2 A_{st}}{\mu c} \times 100 = \frac{2 \times 0,283}{0,237 \times 6} \times 100 = 40 \text{ см}$$

Сітку типу „зигзаг” слід вкладати через п’ять рядів кладки (див. параграф 3.2), тобто $s = 5 \times 7,5 = 37,5$ см $<$ 40 см.

8. Уточнюємо процент армування кладки

$$\mu\% = \frac{2 A_{st}}{c s} \times 100 = \frac{2 \times 0,283}{6 \times 37,5} \times 100 = 0,247\%$$

$$\mu = 0,247\% \leq \mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \frac{1,7}{168,75} = 0,5\%; \mu = 0,247\% \geq \mu_{\min} = 0,1\%$$

9. Уточнюємо межу міцності армованої кладки

$$R_{sku} = k R + \frac{2 \mu R_{sn}}{100} = 2 \times 1,7 + \frac{2 \times 0,247 \times 240}{100} = 4,56 \text{ МПа}$$

і пружну характеристику кладки

$$\alpha_s = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \frac{3,4}{4,56} = 5509$$

за якої коефіцієнт поздовжнього згину дорівнює $\varphi = 0,918$.

10. За формулою (3.6) уточнюємо розрахунковий опір армованої кладки



$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 1,7 + \frac{2 \times 0,247 \times 240}{100} = 2,86 \text{ МПа} \leq 2 \times R =$$

$$2 \times 1,7 = 3,4 \text{ МПа}.$$

10. Несучу здатність стовпа з прийнятим армуваннями сітками типу «зигзаг» визначимо за формулою (3.3)

$$N_{adm} = m_g \phi R_{sk} A = 1,0 \times 0,918 \times 2,86 \times (10^{-1}) \times 64 \times 64 = 1075,4 \text{ кН}.$$

Оскільки $N_{adm} = 1075,4 \text{ кН} > N = 950 \text{ кН}$, за прийнятого армування сітками несуча здатність стовпа забезпечена (запас складає 1,3 %).

Приклад 3.3. Визначити несучу здатність позациентровано-навантаженого армованого цегляного стовпа перерізом $b \times h = 51 \times 64$ см з розрахунковою висотою $l_0 = 4,4$ м. Ексцентриситет прикладання навантаження у напрямку більшої сторони перерізу становить $e_0 = 6$ см. Цегла стовпа глиняна пустотіла напівсухого пресування марки 125, розчин цементно-вапняний марки 75. Стовп армується сітками з квадратними комітками із сталі класу Вр-І діаметром 5 мм ($A_{st} = 0,196 \text{ см}^2$), з розмірами чарунок $c = 5$ см, що укладаються через три ряди кладки з кроком $s = 21,5$ см.

Рішення. 1. За даних умов розрахунковий опір кладки стиску $R = 1,9 \text{ МПа}$ (табл. А.1) Для дрютяної арматури коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,6$ (табл. Б.2) і $R_s = 360$ та $R_{sn} = 395 \text{ МПа}$ (табл. Б.1). Знаходимо розрахункове значення: $R_s = \gamma_{cs} R_s = 0,6 \times 360 = 216 \text{ МПа}$.

2. Знаходимо відсоток сітчастого армування за формулою (3.2)

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \times s} 100 = \frac{2 \times 0,196 \times (100)}{5 \times 21,5} = 0,373\% \leq \mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \frac{1,9}{216} = 0,44\%;$$

$$\mu = 0,373\% \geq 0,1\%.$$

3. Визначаємо пружну характеристику армованої кладки: пружна характеристика неармованої кладки $\alpha = 500$ (табл. 1.3); середня межа міцності (тимчасовий опір) стисненню кладки $R_u = kR = 2 \times 1,9 = 3,8 \text{ МПа}$ ($k = 2$, див. параграф 3.3); середня межа міцності стисненню кладки з сітчастим армуванням за формулою (3.5)

$$R_{sku} = k R + \frac{2\mu R_{sn}}{100} = 2 \times 1,9 + \frac{2 \times 0,373 \times 0,6 \times 395}{100} = 5,57 \text{ МПа} ;$$

пружна характеристика армованої кладки за табл. 2.1



$$\alpha_s = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 500 \frac{3,8}{5,57} = 341.$$

4. Визначаємо гнучкість елемента: $\lambda_h = l_0/h = 440/64 = 6,88$. За значеннями λ_h і α_s по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,86$. Висота стиснутої зони $h_c = h - 2e_0 = 64 - 2 \times 6 = 52$ см. Гнучкість $\lambda_{hc} = H/h_c = 440/52 = 8,46$. За значеннями λ_{hc} і α_s по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi_c = 0,76$.

За формулою (2.10) коефіцієнт поздовжнього згину

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,86 + 0,76}{2} = 0,81.$$

5. Оскільки $h = 64$ см > 30 см, то приймаємо $m_g = 1,0$, а коефіцієнт ω визначимо за формулою табл. 2.3

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{6}{64} = 1,09 < 1,45.$$

6. Визначаємо розрахунковий опір армованої кладки за формулою (3.11)

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,9 + \frac{2 \times 0,373 \times 216}{100} \left(1 - \frac{2 \times 6}{32,0}\right) = 2,75 \text{ МПа};$$
$$R_{skb} = 2,75 \text{ МПа} \leq 2R = 2 \times 1,9 = 3,8 \text{ МПа},$$

де $y = 0,5h = 0,5 \times 64 = 32,0$ см – віддаль від стиснутої грані елемента до центра ваги його перерізу (для прямокутних перерізів $y = 0,5h$).

6. Несуча здатність армованого сітками позacentровано стиснутого стовпа за формулою (3.3) складає

$$N_{adm} = \varphi_1 m_g R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 0,81 \times 1,0 \times 2,75 \times (10^{-1}) \times 51 \times 64 \times$$
$$\times \left(1 - \frac{2 \times 6}{64}\right) \times 1,09 = 6439 \text{ кН}.$$

Приклад 3.4. Визначити несучу здатність центрально-навантаженого армованого стовпа перерізом 64×64 см в одно пролітній промисловій будівлі з пружною конструктивною схемою. Стовп висотою $H = 9$ м зведений з глиняної цегли напівсухого пресування марки 125 на цементно-вапняному розчині марки 50. Стовп армується чотирма поздовжніми стержнями із сталі класу

A240C діаметром 10 мм, які розташовані у кутах на відстані півцегли від грані.

Рішення. 1. За даних умов розрахунковий опір кладки стиску $R = 1,7$ МПа (табл. А.1). Площа поздовжньої арматури складає $A'_s = 3,14$ см². Для стержневої арматури коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,85$ (табл. Б.2), а $R_{sc} = 225$ МПа (табл. Б.1). Знаходимо значення: $\gamma_{cs}R_{sc} = 0,85 \times 225 = 191,25$ МПа. Пружна характеристика кладки за табл. 1.3 становить $\alpha = 500$.

2. Розрахункова висота стовпа згідно з п. 2. 1. становить $l_0 = 1,5H = 1,5 \times 9 = 13,5$ м.

3. Визначаємо гнучкість елемента: $\lambda_h = l_0/h = 1350/64 = 21,1$. За значеннями λ_h і α по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,45$. Оскільки $h = 64$ см $>$ 30 см, то приймаємо $m_g = 1$.

4. Несучу здатність стовпа визначаємо за формулою (3.14)

$$N_{adm} = \varphi (0,85 m_g R A + R_{sc} A'_s) = 0,45 (0,85 \times 1,0 \times 1,7 \times 10^1 \times 64 \times 64 + 191,25 \times 10^1 \times 3,14) = 2934 \text{ кН}.$$

Приклад 3.5. Підібрати площу перерізу поздовжньої арматури із сталі класу А400С для центрально навантаженого стовпа перерізом 51×51 см і висотою $H = 10$ м в промисловій будівлі зі збірним залізобетонним перекриттям та жорсткими опорами. Стовп змурований з силікатної цегли марки 100, розчин цементно-піщаний марки 50. На стовп діє розрахункове навантаження $N = 300$ кН.

Рішення. 1. За даних умов розрахунковий опір кладки стиску $R = 1,5$ МПа (табл. А.1). Для стержневої арматури класу А400С за табл. Б.1 $R_{sc} = 365$ МПа, а коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,7$ (табл. Б.2). Знаходимо значення: $\gamma_{cs}R_{sc} = 0,7 \times 365 = 255,5$ МПа і приймаємо його як R_{sc} . Пружна характеристика кладки за табл. 1.3 становить $\alpha = 750$.

2. Розрахункова висота стовпа згідно з п. 2. 1. становить $l_0 = 1,5H = 0,9 \times 10 = 9$ м. Оскільки $\lambda_h = l_0/h = 900/51 = 17,65 > 15$ – то доцільно використовувати поздовжнє армування.

3. За значеннями λ_h і α по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину, який дорівнює $\varphi = 0,64$. Оскільки $h = 51$ см $>$ 30 см то приймаємо $m_g = 1$.

4. Площа перерізу стиснутої арматури визначаємо за формулою (3.15)



$$A'_s = \frac{N - \varphi 0,85 m_g R A}{\varphi R_{sc}} =$$
$$= \frac{260 - 0,64 \times 0,85 \times 1,0 \times 1,5 \times 10^{-1} \times 51^2}{0,64 \times 255,5 \times 10^{-1}} = 2,92 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø10 А400С ($A'_s = 3,14 \text{ см}^2$).

5. Визначаємо відсоток армування стовпа

$$\mu = \frac{A'_s}{A} 100 = \frac{3,14}{51^2} 100 = 0,12\% > 0,1\%.$$

Приклади задач підвищеної складності

Приклад 3.6. Визначити несучу здатність позакентровано-стиснутої колони перерізом $b \times h = 51 \times 64 \text{ см}$ і висотою $H = 7 \text{ м}$ (жорстке обпирання при монолітному залізобетонному перекритті). Колона змурована з глиняної цегли пластичного пресування марки 150 на цементно-вапняному розчині марки 75. На колону діє навантаження, прикладене з ексцентриситетом $e_0 = 25 \text{ см}$. Колона армована поздовжніми стержнями 4Ø10 А400С ($A_s = A'_s = 1,57 \text{ см}^2$), захисний шар становить $a = a' = 12,6 \text{ см}$ (рис. 3.8).

Рішення. 1. За даних умов розрахунковий опір кладки стиску $R = 2,0 \text{ МПа}$ (табл. А.1). Для стержневої арматури класу А400С за табл. Б.1 $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, а коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,7$ (табл. Б.2). Знаходимо розрахункове значення опору арматури $\gamma_{cs} R_{sc} = 0,7 \times 365 = 255,5 \text{ МПа}$, яке приймаємо за R_{sc} . Пружна характеристика кладки за табл. 1.3 становить $\alpha = 1000$.

2. Розрахункова висота стовпа згідно з п. 2. 1 складає $l_0 = 0,8H = 0,8 \times 7 = 5,6 \text{ м}$.

3. Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 64 - 12,6 = 51,4 \text{ см}$;

$$z_s = h - (a + a') = 64 - (12,6 + 12,6) = 38,8 \text{ см};$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 25 + 0,5 \times 64 - 12,6 = 44,4 \text{ см};$$

$$e' = e_0 - 0,5h + a = 25 - 0,5 \times 64 + 12,6 = 5,6 \text{ см}.$$



Точка прикладання зовнішньої сили розташована за межами віддалі між центрами ваги арматур A_s і A'_s . Приймаємо коефіцієнт повноти епюри напружень в кладці $\omega = 1$.

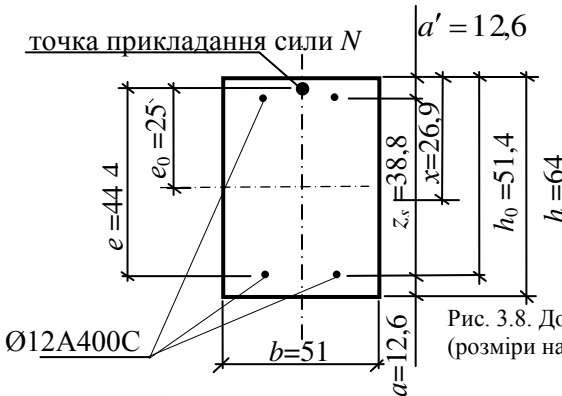


Рис. 3.8. До прикладу 3.6
(розміри наведені в см)

4. Рівняння рівноваги (3.27) в даному випадку набуває вигляду

$$0,85 \times 1,0 \times 2,0 \times 10^{-1} \times 51 \times x \times (25 - 32 + 0,5x) + 255,5 \times 10^{-1} \times 1,57 \times 5,6 - 255,5 \times 10^{-1} \times 1,57 \times 44,4 = 0,$$

яке після перетворень виглядає так:

$$x^2 - 13,9x - 3544 = 0.$$

З останнього знаходимо значення висоти стиснутої частини перерізу $x = 26,9$ см. Оскільки $x < 0,55h_0 = 0,55 \times 51,4 = 28,3$ см, має місце в граничному стані випадок великих ексцентриситетів.

5. Визначаємо гнучкість елемента: $\lambda_h = l_0/h = 560/64 = 8,75$. За значеннями λ_h і α по інтерполяції за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,905$.

Оскільки $h = 64$ см > 30 см, то приймаємо $m_g = 1$.

6. За формулою (3.26) визначимо несучу здатність колони

$$N_{adm} = \varphi \left(0,85 m_g R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \right) = 0,905 \left(\begin{array}{l} 0,85 \times 1,0 \times 2,0 \times 10^{-1} \times 51 \times 26,9 + \\ 255,5 \times 10^{-1} \times 1,57 - 255,5 \times 10^{-1} \times 1,57 \end{array} \right) = 211,1 \text{ кН}.$$

Приклад 3.7. Перевірити несучу здатність позацентровано стиснутого стояка (стовпа) висотою $H = 12\text{ м}$, що має шарнірно нерухоме обпирання і тавровий переріз. Стояк змурований з глиняної цегли напівсухого пресування марки 100, розчин цементно-піщаний марки 75. На стояк діє зовнішнє навантаження $N = 750\text{ кН}$, прикладене з ексцентриситетом у бік полиці $e_0 = 10\text{ см}$. Колона армована поздовжніми стержнями $4\text{Ø}12\text{ А}400\text{С}$ ($A_s = A'_s = 2,26\text{ см}^2$), розташованими в пазах і заробленими цементним розчином, захисний шар становить $a = a' = 5\text{ см}$ (рис. 3.9).

Рішення. 1. За даних умов розрахунковий опір кладки стиску $R = 1,7\text{ МПа}$ (табл. А.1), а арматури $R_{sc} = 365\text{ МПа}$ (табл. Б.1) з урахуванням для стержневої арматури коефіцієнт $\gamma_{cs} = 0,7$ значення: $R_{sc} = 0,7 \times 365 = 255,5\text{ МПа}$. Пружна характеристика кладки за табл. 1.3 становить $\alpha = 500$.

2. Визначаємо геометричні характеристики перерізу стояка.

Площа перерізу

$$A = 116 \times 51 + 64 \times (90 - 51) = 8412\text{ см}^2.$$

Віддаль від центра ваги перерізу до більш стиснутої грані

$$y = \frac{S}{A} = \frac{326826}{8412} = 38,9\text{ см},$$

де $S = 116 \times 51 \times 25,5 + 64 \times 39(51 + 0,5 \times 39) = 326826\text{ см}^3$.

Момент інерції перерізу відносно центра його ваги

$$I = \frac{116 \times 51^3}{12} + 116 \times 51(38,9 - 25,5)^2 + \frac{64 \times 39^3}{12} + 64 \times 39(19,5 + 51 - 38,9)^2 = 5153344\text{ см}^4 = 5,15 \times 10^6\text{ см}^4.$$

Радіус інерції перерізу

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{5153344}{8412}} = 24,8\text{ см}.$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a = 90 - 5 = 85\text{ см}.$$

Віддаль між центрами ваги арматури

$$z_s = h - (a + a') = 90 - (5 + 5) = 80\text{ см}.$$

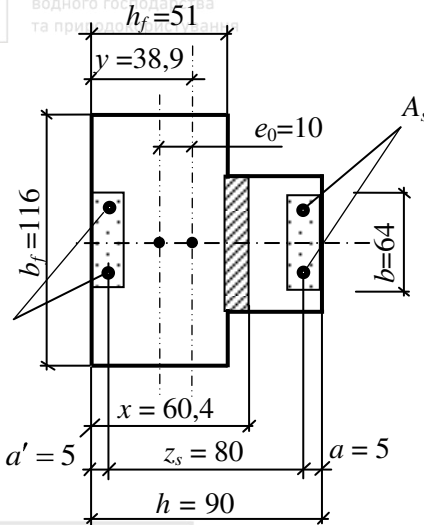


Рис. 3.9. До прикладу 3.7
(розміри наведені в см)

Ексцентриситети прикладання зовнішньої сили:

$$e = h - y + e_0 - a = 90 - 38,9 + 10 - 5 = 56,1 \text{ см};$$

$$e' = y - e_0 - a' = 38,9 - 10 - 5 = 23,9 \text{ см}.$$

3. Знаходимо положення нейтральної лінії, приймаючи до уваги, що статичний момент площі стиснутої частини перерізу відносно осі, що проходить через точку прикладання зовнішнього навантаження дорівнює нулю. Оскільки $2(y - e_0) = 2(38,9 - 10) = 57,8 \text{ см} > h_f = 51 \text{ см}$ нейтральна лінія розташовується в ребрі. Позначимо віддаль від внутрішньої грані полиці до нейтральної лінії через c , тоді вираз для статичного моменту матиме вигляд

$$S_{cN} = 0,5b_f(y - e_0)^2 - 0,5b_f(h_f - y + e_0)^2 - bc(0,5c + h_f - y + e_0) = 0.$$

Після підстановки відомих геометричних розмірів отримуємо рівняння

$$c^2 + 57,8c - 6286 = 0,$$

з якого знаходимо $c = 9,4 \text{ см}$, а висота стиснутої частини перерізу буде дорівнювати

$$x = h_f + c = 51 + 9,4 = 60,4 \text{ см}.$$

4. Знаходимо значення статичного моменту всього перерізу S_0 відносно центра ваги розтягнутої арматури A_s



$$S_0 = A(h_0 - y) = 8412 \times (85 - 38,9) = 387793 \text{ см}^3$$

та статичний момент стиснутої частини площі перерізу S_c відносно центра ваги арматури A_s ,

$$S_c = b_f h_f (h - 0,5 h_f - a) + b c (h - h_f - 0,5 c - a) =$$

$$116 \times 51 \times (90 - 0,5 \times 51 - 5) + 64 \times 9,4 \times (90 - 51 - 0,5 \times 9,4 - 5) =$$

$$= 369629 \text{ см}^3.$$

Оскільки $S_c = 369629 \text{ см}^3 > 0,8 S_0 = 0,8 \times 387793 = 310234 \text{ см}^3$ має місце випадок малих ексцентриситетів.

5. Розрахункова висота стовпа згідно з п. 2. 1. становить $l_0 = H = 12 \text{ м}$, а його гнучкість

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{1200}{24,8} = 48,4,$$

за якої при характеристиці кладки $\alpha = 500$ за табл. 2.1 коефіцієнт подовжнього згину становить $\varphi = 0,715$.

Оскільки $i = 24,8 \text{ см} > 8,7 \text{ см}$, приймаємо $m_g = 1,0$.

Несуча здатність стовпа

$$N_{adm} = \frac{\varphi}{e} \left(0,85 m_g R S_0 + R_{sc} A'_s z_s \right) =$$

$$\frac{0,715}{56,1} \left(0,85 \times 1,0 \times 1,7 \times 10^{-1} \times 387793 + 255,5 \times 10^{-1} \times 2,25 \times 80 \right) =$$

$$= 772,8 \text{ кН}.$$

Оскільки $N_{adm} = 772,8 \text{ кН} > N = 750 \text{ кН}$, несуча здатність стовпа забезпечена.

Приклад 3.8. У зв'язку з реконструкцією житлового будинку необхідно підсилити цегляний простінок, кладка якого виконана з глиняної цегли пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25. Розміри простінка $h \times b = 54 \times 103 \text{ см}$, висота 180 см, розрахункова висота стіни 3,4 м. Кладка простінку низької якості з окремими початковими тріщинами в окремих цеглинах і вертикальних швах. На простінок діє вертикальне зусилля $N = 700 \text{ кН}$, що прикладене з ексцентриситетом $e_0 = 8 \text{ см}$ по відношенню до товщини стіни. З архітектурних міркувань посилення кладки приймається влаштуванням сталльної обойми з кутиків, з'єднаних по периметру сталльними смугами (рис. 3.10).



Рішення. 1. Для підсилення простінка влаштуємо обойму з рівнополичкових кутників $4 \times 50 \times 50 \times 5$ з $A'_s = 4 \times 4,8 = 19,2 \text{ см}^2$ (площа поперечного перерізу одного кутника за табл. Б.7 додатку Б складає $4,8 \text{ см}^2$, з'єднаних по периметру сталевими смугами товщиною до 10мм. Кутники сталеві смуги виготовляються із сталі С245.

Для визначення необхідного проценту армування і розміри сталевих смуг використаємо умову міцності (3.53).

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g \gamma_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_s}{100} \right) A + R_y A'_s \right].$$

2. За формулою (3.54) визначимо коефіцієнти

$$\psi = 1 - 2 \frac{e_0}{h} = 1 - \frac{2 \times 8}{54} = 0,70 ;$$

$$\eta = 1 - 4 \frac{e_0}{h} = 1 - \frac{4 \times 8}{54} = 0,41.$$

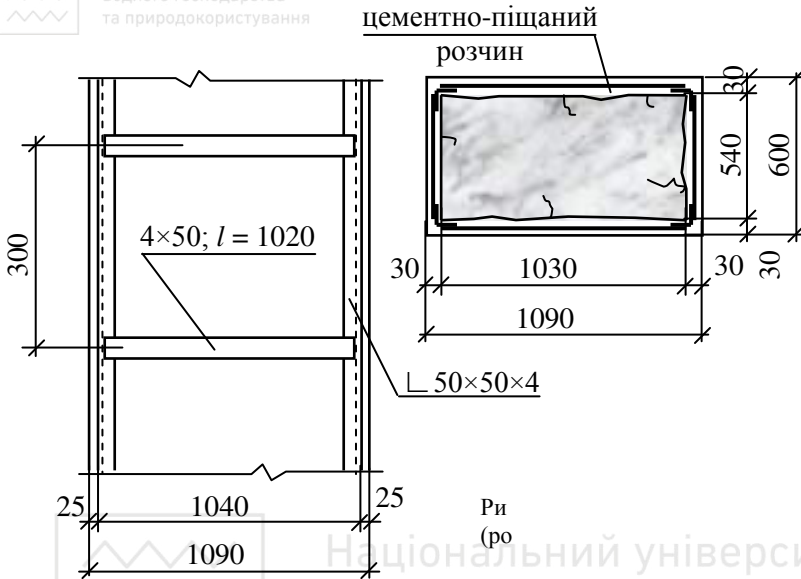
Оскільки $h = 54 \text{ см} > 30 \text{ см}$, приймаємо $m_g = 1,0$. Коефіцієнт γ_k приймаємо рівним $\gamma_k = 0,7$ як для кладки з тріщинами.

За табл. 2.1 при $\lambda_h = l_0/h = 340/54 = 6,3$ і $\alpha = 1000$ визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,96$.

3. Розрахунковий опір кладки стиску складає $R = 1,1 \text{ МПа}$ (табл. А.1), розрахунковий опір сталі кутників стиску $R_y = 240 \text{ МПа}$ (табл. Б.4), а розрахунковий опір сталі зрізанню $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \times 240 = 138,2 \text{ МПа}$.

4. З формули (3.53)

$$\begin{aligned} \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_s}{100} A &= \frac{N}{\psi \varphi} - m_g \gamma_k R A - R_y A'_s = \\ &= 0,41 \times \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{138,2 \times 10^1}{100} \times 54 \times 103 = \frac{700}{0,70 \times 0,96} - \\ &- 1,0 \times 0,7 \times 1,1 \times 10^1 \times 54 \times 103 - 240 \times 10^1 \times 19,2, \\ \text{відкіля } \mu &= 0,375\%. \end{aligned}$$



5. З формули (3.53), попередньо прийнявши крок смуг $s = 30$ см, знаходимо необхідну площу поперечного перерізу A_{sw} сталевих смуг

$$A_{sw} = \frac{\mu h b s}{2(h+b)100} = \frac{0,375 \times 54 \times 103 \times 30}{2 \times (54 + 103) \times 100} = 1,99 \text{ см}^2.$$

6. Приймаємо смуги товщиною $\delta = 4$ мм і шириною $c = 50$ мм. Площа поперечного перерізу $A_{sw} = 0,6 \times 3,5 = 2,0 \text{ см}^2$. Процент армування складає

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)100}{hbs} = \frac{2 \times 2,0 \times (54 + 103) \times 100}{54 \times 103 \times 30} = 0,376\% > 0,375\%.$$

Приклад 3.9. Центрально-навантажений стовп, переріз якого становить 64×64 см, змурований з легких природних піляних каменів марки 50 на розчині марки 25 (при висоті ряду кладки 200 мм). У процесі експлуатації він отримав незначні пошкодження і потребує підсилення. Розрахункова поздовжня сила складає $N = 1200$ кН. Розрахункова висота стовпа $l_0 = H = 4,8$ м.



Рішення. 1. Підсилення стовпа запроєтуємо у вигляді залізобетонної обойми без безпосередньої передачі на неї навантаження. Для поздовжнього армування приймаємо 12 стержні з арматурного прокату діаметром 10 мм класу А400С (12Ø10 А400С, за табл. Б.4 $A'_s = 9,42 \text{ см}^2$), а поперечні хомути – із арматурного прокату діаметром 6мм класу А240С.

2. Згідно з табл. Б.3 для арматури класу А400С $R_{sc} = 55 \text{ МПа}$, а для арматури класу А240С - $R_{sw} = 150 \text{ МПа}$. Розрахунковий опір кладки за табл. А.3 складає $R = 1,2 \text{ МПа}$, а за табл. 1.3 - пружна характеристика кладки $\alpha = 1000$. Для обойми приймаємо бетон класу В20, для якого розрахунковий опір осьовому стиску за нормами для проектування бетонних і залізобетонних конструкцій складає $R_b = 11,5 \text{ МПа}$,

При центральному стиску приймаємо $\psi = 1,0$ і $\eta = 1,0$, а оскільки $h > 30 \text{ см}$ - $m_g = 1,0$. Для ушкодженої кладки приймаємо $\gamma_k = 0,7$, а для бетону - $\gamma_b = 0,35$. За гнучкості $\lambda = 480/64 = 7,5$ і $\alpha = 1000$ коефіцієнт поздовжнього стиску за табл. 2.1 складає $\varphi = 0,93$.

Площа існуючої кладки $A = 64 \times 64 = 4096 \text{ см}^2$, а площа залізобетонної обойми товщиною 6 см складе $A_b = 2(6 \times 64 + 6 \times 76) = 1680 \text{ см}^2$.

3. З формули (3.52) випливає, що

$$\eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100} A = \frac{N}{\psi\varphi} - m_g \gamma_k R A - \gamma_b R_b A_b - R_{sc} A'_s =$$

$$= 1,0 \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{150 \times 10^{-1}}{100} 64 \times 64 = \frac{1200}{1,0 \times 0,93} - 1,0 \times 0,7 \times 1,2 \times 10^{-1} \times 4096 -$$

$$- 0,35 \times 11,5 \times 10^{-1} \times 1680 - 55 \times 10^{-1} \times 9,42,$$

$$\text{або } \frac{18432\mu}{1 + \mu} = 117,25,$$

відкіля $\mu = 0,067 \%$.

Для прийнятих поперечних стержнів діаметром 6мм площа поперечного перерізу складає $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, тоді з формули (3,53) їхній крок повинен бути

$$s = \frac{2A_{sw}(h + b)}{\mu hb} 100 = \frac{2 \times 0,283(64 + 64)}{0,067 \times 64 \times 64} 100 = 26,4 \text{ см.}$$



Оскільки крок поперечних стержнів не повинен перевищувати 15 см, приймаємо $s = 15$ см.

Приклад 3.10. У зв'язку з надбудовою одноповерхового житлового будинку необхідно підсилити внутрішню несучу цегляну стіну товщиною 380 мм. Висота стіни від рівня підлоги до низу перекриття становить 3,5 м. Кладка стіни виконана з суцільної глиняної цегли пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25. Після надбудови на 1 м.п. стіни по її осі буде передаватись навантаження $N = 450$ кН.

Рішення. 1. Перевіряємо несучу здатність стіни. Розрахункова площа стіни складає $A = 38 \times 100 = 3800$ см². Розрахунковий опір кладки стиску дорівнює $R = 1,1$ МПа (табл. А.1), а її пружна характеристика $-\alpha = 1000$ (табл. 1.3). Оскільки $h = 38 > 30$ см, приймаємо $m_g = 1,0$. При $\lambda_h = l_0/h = 350/38 = 9,2$ і $\alpha = 1000$ за табл. 2.1 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину стіни $\varphi = 0,9$.

2. Розрахункова несуча здатність 1 м не підсиленої стіни за формулою (2.1)

$$N_{adm} = \varphi m_g R A = 0,9 \times 1,0 \times 1,1 \times 10^{-1} \times 3800 = 376 \text{ кН} < N = 450 \text{ кН.}$$

3. Підсилення стіни доцільно виконати у вигляді двосторонньої штукатурки товщиною 40 мм, що армується сталлю сіткою із стержнів діаметра 5 мм класу Вр-1 з чарунками 15×15 см. Для забезпечення роботи штукатурки як обойми крім сіток передбачаємо встановлення вертикальних стержнів класу А240С діаметром 16 мм через кожні 40 см і поперечних зв'язків діаметром 16 мм через 40 см по довжині і висоті стінки. Цементний розчин приймаємо марки 100.

4. Розрахункову несучу здатність 1 м стіни, що підсилена армованою штукатуркою, визначаємо за формулою (3.51). При цьому приймаємо, що зусилля безпосередньо на армовану штукатурку не передається. При визначенні поперечного армування обойми враховуємо тільки поперечні в'язі діаметром 16 мм, що розташовані через 40 см по довжині і висоті стіни.

5. Обчислюємо відсоток армування поперечними в'язями (стержнями)

$$\mu = \frac{A_s l_s}{A_1 h_w} 100 = \frac{2,011 \times 38}{40 \times 40 \times 38} 100 = 0,126\%$$

де $A_s = 2,011 \text{ см}^2$ – площа перерізу одного стержня діаметром 16 мм;

l_s – довжина стержня;

h_w – товщина стіни.

A_1 - віддал між поперечними стержнями

6. Вертикальне армування обойми прийняте: 7 Ø5Вр-1 та 3Ø16 А240С на кожні 100см довжини стіни. Площа армування на 1м стіни

$$A'_s = 2(1,37 + 6,03) = 14,8 \text{ см}^2;$$

7. Коефіцієнт φ приймаємо в запас міцності як для цегляної кладки, враховуючи висоту перерізу з врахуванням обойми. При $\lambda_h = l_0/h = 350/46 = 7,61$ і $\alpha = 1000$ за табл. 2.1 визначаємо $\varphi = 0,93$. За табл. Б.3 для в'язів $R_{sw} = 150 \text{ МПа}$. Оскільки стіна не пошкоджена приймаємо $\gamma_k = 1,0$, а також $\eta = 1,0$ (центральний стиск).

8. Визначаємо розрахункову несучу здатність стіни з урахуванням коефіцієнта умов роботи 0,5

$$N_{adm} = \psi \varphi \left(m_g \gamma_k R + \eta \frac{2,8 \mu}{1 + 2 \mu} \frac{R_{sw}}{100} \right) A =$$

$$= 0,93 \times \left(1,0 \times 1,0 \times 1,1 \times 10^{-1} + 1,0 \frac{2,8 \times 0,126 \times 0,5}{1 + 2 \times 0,126} \times \frac{150 \times 10^{-1}}{100} \right) \times 3800 =$$

$$= 463,3 \text{ кН} > N = 450 \text{ кН}.$$

Отже, прийняте підсилення стіни обоймою у вигляді армованої штукатурки забезпечує стіні необхідну несучу здатність після надбудови будинку.

КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ

1. З якою метою армують кам'яні кладки?
2. Види армування кам'яних кладок.
3. Конструктивні особливості кладок з сітчастим армуванням.
4. Яку роль відіграє поперечна арматура в кам'яній кладці?
5. Як впливає відстань між стержнями в сітках на ефективність поперечного армування?
6. Як враховується поперечне армування у розрахунках армокам'яних конструкцій?



7. Як розраховуються елементи з сітчастим армуванням при центральному стисненні ?
8. Як розраховують позацентрово стиснуті елементи з сітчастим армуванням, коли точка прикладання зовнішньої сили знаходиться в межах ядра перерізу?
9. Чому недоцільно використовувати сітчасте армування в гнучких елементах?
10. У яких випадках доцільне і для чого застосовується поздовжнє армування кам'яної кладки?
11. Як розраховуються центрально стиснуті елементи з поздовжнім армуванням?
12. Які повинні виконуватися умови міцності для позацентрово стиснутих елементів з поздовжнім армуванням у випадках малих і великих ексцентриситетів?
13. Як розраховуються армовані згинальні та розтягнуті елементи?
14. Що собою являють комплексні елементи, принципи їх розрахунку?
15. У яких випадках необхідне підсилення кам'яних конструкцій?
16. На основі яких міркувань вибирають спосіб підсилення кам'яних конструкцій?
17. Якими способами підсилюють кам'яні конструкції?
18. У чому полягає сутність підсилення армованою штукатуркою?
19. У чому полягає сутність підсилення стальними обоймами?
20. У чому полягає сутність підсилення залізобетонними обоймами?
21. Як перевірити несучу здатність кам'яних конструкцій, підсилених обоймами?
22. Яка мета розрахунку армованих елементів за другою групою граничних станів?
23. Які умови забезпечують відсутність тріщин в розтягнутих та згинальних армованих елементах?



ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ БУДІВЕЛЬ ТА ЇХНІХ ЧАСТИН

ТЕОРЕТИЧНЕ ЯДРО

4.1. Конструктивні схеми кам'яних будівель

Конструкції будівель, об'єднані в одне ціле, представляють собою просторову систему. Наприклад, зовнішні стіни з'єднані з внутрішніми стінами, стовпами, сходовими клітками, перекриттями і покриттями. Внаслідок цього навантаження, які діють на будь-який конструктивний елемент, залучають в роботу інші частини будівель. Так, навантаження від дії вітру на зовнішні стіни передається на перекриття, а від перекриття в свою чергу на внутрішні поперечні чи поздовжні стіни і стовпи, на фундаменти і основи будівель. Спільна робота всіх конструктивних елементів будівель забезпечує їхню просторову жорсткість, тобто, будівля здатна сприймати горизонтальні навантаження без порушення вимог до нормальної експлуатації.

Розподіл зусиль між конструктивними елементами будівель залежить:

- від жорсткості перекриття, яка визначається матеріалом, конструкцією і довжиною ділянок перекриття між поперечними вертикальними конструкціями;
- від товщини і довжини (висоти) стін та наявності в них прорізів;
- від виду з'єднань конструктивних елементів;
- від виду і групи кладок.

Кам'яні стіни залежно від конструктивної схеми будівель поділяються на такі види:

- *несучі*, які сприймають навантаження від власної ваги, перекриттів і покриттів, вітру, кранів тощо;
- *самонесучі* стіни сприймають навантаження від власної ваги по всій висоті вище розташованих поверхів і вітрове навантаження;
- *ненесучі*, які сприймають навантаження від власної ваги і вітру в межах одного поверху при висоті поверху до 6 м (при більшій висоті поверху такі стіни відносяться до самонесучих);



- *перегородки* – внутрішні стіни, що сприймають навантаження від власної ваги в межах одного поверху і вітрове (при відкритих вікнах) при висоті поверху до 6 м, а при висоті, більшій за 6 м, вони відносяться до самонесучих.

Відношення $\beta = H/h$ (де H – висота поверху; h – товщина стіни або менший розмір прямокутного перерізу стовпа) для стін без прорізів, які сприймають навантаження від покриття і перекриття, за вільної довжини стіни $l \leq 2,5 H$ не повинно перевищувати значень, наведених в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Граничні відношення $\beta = H/h$

Марка розчину	Відношення $\beta = H/h$ при групі кладок			
	I	II	III	IV
50 і більше	25	22	-	-
25	22	20	17	-
10	20	17	15	14
4	-	15	14	13

Для стін з пілястрами і стовпів складного перерізу замість h приймається умовна товщина $h_{red} = 3,5i$ (i – радіус інерції перерізу), а для стовпів круглого і багатокутного перерізу, вписаного в коло, - $h_{red} = 0,85d$ (d – діаметр перерізу стовпа). Для стін з прорізами або з вільною довжиною $l > 2,5 H$ значення β приймають з поправочними коефіцієнтами, які наведені в нормах проектування.

За ступенем жорсткості горизонтальних опор стін будівлі поділяють на дві основні групи: будівлі з жорсткою конструктивною схемою та будівлі з пружною конструктивною схемою.

До будівель з жорсткою конструктивною схемою відносяться будівлі, які мають жорсткі (нерухомі) опори у вигляді перекриттів, що опираються на поперечні стіни, або інші жорсткі опори. Жорстку конструктивну схему мають житлові будинки та більша частина громадських будівель. В таких будівлях віддалі між поперечними стінами невеликі і перекриття можуть розглядатися як жорсткі діафрагми, які майже не згинаються при дії горизонтальних навантажень. В цьому випадку перекриття являються нерухомими



опорами для стін і стовпів при дії на них горизонтальних та позacentрово прикладених навантажень.

Будівлі, в яких віддаль між поперечними стінами або іншими жорсткими опорами для покриттів і перекриттів перевищує певні установлені нормами проектування значення, відносяться до будівель з пружною конструктивною схемою (табл. 4.2). Пружну конструктивну схему мають, як правило, виробничі, складські і сільськогосподарські будівлі, а також частина будівель громадського призначення.

Таблиця 4.2

Граничні значення віддалей між жорсткими конструкціями

Тип перекриття і покриття	Віддаль між поперечними жорсткими конструкціями, м, при групі кладок			
	I	II	III	IV
<i>A.</i> Залізобетонні збірні замонолічені і монолітні	54	42	30	-
<i>B.</i> Із збірних залізобетонних настилів і із залізобетонних або сталевих балок з настилом із плит і каменів	42	36	24	-
<i>B.</i> Дерев'яні	30	24	18	12

Примітки: 1. Указані віддалі необхідно зменшувати у таких випадках: а) при швидкостях напору вітру 0,70; 0,85 і 1,00 кПа – відповідно на 15, 20 і 25 %; б) при висоті будівель 22 ... 32 м – на 10 %; 33 ... 48 – на 20 %; більше 48 м – на 25 %.

2. У збірних замонолічених перекриттях типу *A* стики між плитами повинні бути підсилені для передачі через них розтягуючих зусиль. У перекриттях типу *B* шви між плитами чи каменями, а також між елементами заповнення і балками повинні бути ретельно заповнені розчином марки не нижче 50. Перекриття типу *B* повинні мати подвійний дерев'яний настил, накат і підшивку.

За жорсткі опори приймають:



а) поперечні кам'яні і бетонні стіни товщиною не менше 12 см, залізобетонні товщиною не менше 6 см, контрфорси, поперечні рами з жорсткими вузлами, ділянки поперечних стін і інші конструкції, які розраховані на сприймання горизонтальних навантажень;

б) покриття і міжповерхові перекриття за умови, що віддалі між поперечними і жорсткими конструкціями не перевищують значень, наведених в табл. 4.2;

в) вітрові пояси, ферми, вітрові в'язі і залізобетонні обв'язки, які розраховані за міцністю і деформаціями на дію горизонтальних навантажень, що передаються від стін.

За пружні опори приймають покриття і міжповерхові перекриття, якщо віддалі між поперечними жорсткими конструкціями перевищують значення, наведені в табл. 4.2 за відсутності вітрових в'язей, вказаних в підпункті «в».

4.2. Розрахунок стін будівель з жорсткою конструктивною схемою

Стіни і стовпи розраховують на вертикальні і горизонтальні вітрові навантаження з урахуванням їхнього можливого сполучення як вертикальні нерозрізні багатопрольотні балки, які опираються на нерухомі опори – перекриття і покриття (рис. 4.1). Стіни і стовпи, які не мають з'єднання з перекриттями, розраховуються як вільно стоячі.

Для спрощення розрахунків допускається розглядати стіни і стовпи в межах одного поверху як однопролітні з прольотом H_n і оперті шарнірно в горизонтальному напрямку на перекриття і покриття (H_n – віддаль від низу перекриття вище розташованого поверху до низу нижче розташованого).

Навантаження від покриття і перекриттів на стіни передаються, як правило, позацентрово. Величина ексцентриситету залежить від жорсткості прогонів (плит) та пружних властивостей кладки. При статичному розрахунку стін з метою його спрощення, якщо не передбачається спеціальних опор, що забезпечували б центральну передачу навантаження, допускається приймати розподіл тиску під опорною площиною прогонів (плит) по трикутнику (рис. 4.2). В усіх випадках вважається, що рівнодіюча опорного тиску прикладена в її



центрі ваги, але віддаль від внутрішньої поверхні стіни в розрахунках приймається не більшою, ніж $c/3 \leq 7$ см.

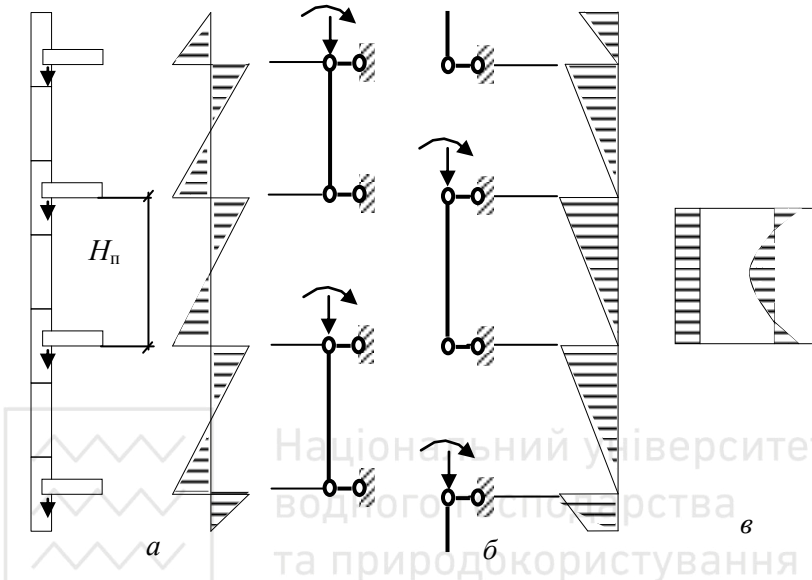


Рис. 4.1. Розрахункові схеми стін і епюри згинальних моментів: *a* – стіни при розрахунку їх як нерозрізних балок; *б* – стіни при розрахунку їх як однопрольотних балок в межах кожного поверху; *в* – при дії вітрового навантаження.

Власна вага стін, які мають одну і ту ж товщину на всіх поверххах, не створює в них моментів (рис. 4.2*a*). Навантаження від власної ваги стін поступово збільшується від вищих до нижчих поверххів, але увесь час залишається прикладеним по осі стіни, яка не змінює своє положення по висоті стіни. Не виникають також моменти в стіні від її ваги, якщо її товщина відносно осі змінюється симетрично. В цьому випадку ексцентриситет прикладання навантаження від ригеля (плити) рівний

$$e_1 = a/2 - c/3. \tag{4.1}$$

Згинальний момент від навантаження на перекриття в стіні буде дорівнювати

$$M_1 = P_1 e_1. \tag{4.2}$$

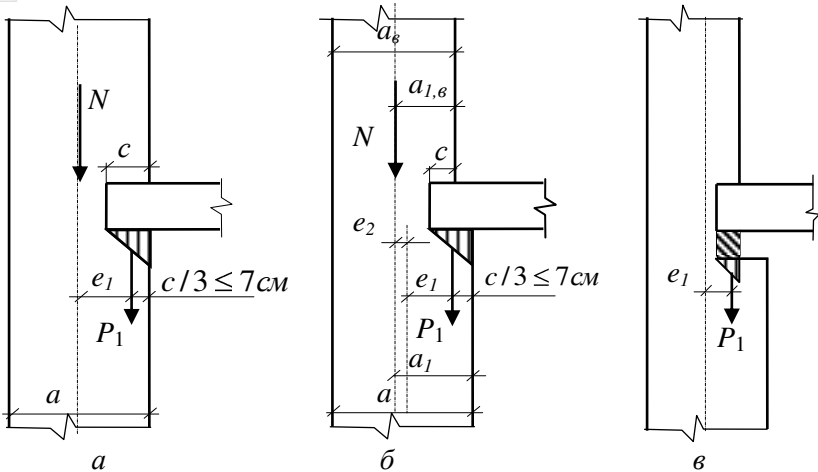


Рис. 4.2. Вертикальні навантаження, які діють в стінах на рівні перекриття : *a* – за однакової товщини стін; *б* – за різної товщини стін; *в* – при застосуванні центральної плити.

При несиметричній зміні товщини стіни в ній виникають моменти від навантаження вищерозташованих поверхів, при цьому ексцентриситет дії цього навантаження дорівнює (рис. 4.2б)

$$e_2 = (a - a_\epsilon) / 2, \quad (4.2')$$

а момент від цього навантаження на рівні низу перекриття $M_2 = Ne_2$. Сумарний момент в перерізі стіни на рівні перекриття в цьому випадку буде дорівнювати

$$M = M_1 + M_2 = P_1 e_1 + Ne_2. \quad (4.3)$$

При сумуванні моменти приймаються зі своїми знаками.

Якщо для опирання ригелів влаштовують центральної плити (рис. 4.2в), то згинальний момент в перерізі стіни знаходять за формулою (4.2).

Моменти в перерізах стін виникають також від навантажень на парапети, карнизи, балкони тощо. Такі навантаження, як правило, передаються з великими ексцентриситетами, а самі конструкції потребують спеціальних розрахунків.

Для верхнього поверху верхню опору стіни приймають шарнірною.



При статичному розрахунку стін необхідно вибрати їхню розрахункову схему, визначити величину всіх навантажень, які діють на стіну, знайти ексцентриситети і моменти в найбільш небезпечних перерізах. Для розрахунків приймаються нормативні навантаження з урахуванням коефіцієнтів надійності за навантаженням та з урахуванням їхнього можливого сполучення.

Підрахунок навантажень виконують зверху, починаючи з покрівлі, перекриття під горищем, карнизів і в подальшому переходять до стін верхнього поверху і так далі. Поздовжня сила N будь-якого поверху складається з навантаження P_1 від розташованого безпосередньо вище перерізу перекриття і суми поздовжніх сил P від усіх вищерозташованих поверхів. При визначенні навантаження від перекриттів ураховується їхня вага, корисне навантаження і вага перегородок.

Перевірку міцності стін виконують в межах кожного поверху в найбільш послабленому перерізі. Такими перерізами зазвичай являються перерізи простінків під перемичками і на рівні підвіконників.

Згинальні моменти в перерізах зовнішніх стін від горизонтальних вітрових навантажень визначаються в межах кожного поверху як для балки з защемленими кінцями за формулою

$$M = \pm qH_n^2 / 12, \quad (4.4)$$

де q – рівномірно розподілене вітрове навантаження в межах поверху, що приходить на 1 м висоти стіни (рис. 4.3);

H_n – висота поверху.

Вітрове навантаження допускається не враховувати, якщо додаткове напруження в стіні від нього не перевищує 0,01 кПа.

Величини ексцентриситетів, які виникають в стінах при дії вертикальних і горизонтальних (вітрових) навантажень, відносно осі, що проходить через центр ваги поперечного перерізу стіни, визначаються за формулою

$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad (4.5)$$

де M – згинальний момент в перерізі;

N – поздовжня сила від вертикального навантаження.

Розрахункові формули для визначення нормальних сил і моментів від вертикальних навантажень наведені в табл. 4.3.



Розрахункові формули для визначення зусиль в стінах

Конструкція стін, розрахункові схеми і епюри моментів	Формули
	$N_x = N + P + P_{ce};$ $M_x = P_1 e \left(1 - \frac{x}{H_n} \right);$ $e_1 = a_1 - \frac{c}{3}$ <p>P_{ce} – розрахункове значення власної ваги ділянки стіни між перерізом і вище розташованим поверхом</p>
	$N_x = N + P_1 + P_{ce};$ $M_x = P_1 e_1 + N e_2 \left(1 - \frac{x}{H_n} \right)$
	$N_x = N + P_1 + P_{ce};$ $M_1 = P_1 e_1;$ $M_2 = \frac{P_1}{H_n} (e_1 h_1 - e_2 h_2) + \frac{N e_2 h_2}{H_n};$ $M_3 = \frac{P_1 h_1}{H_n} (e_1 + e_2) + \frac{N e_2 h_1}{H_n}$



Національний університет
водного господарства
та природокористування

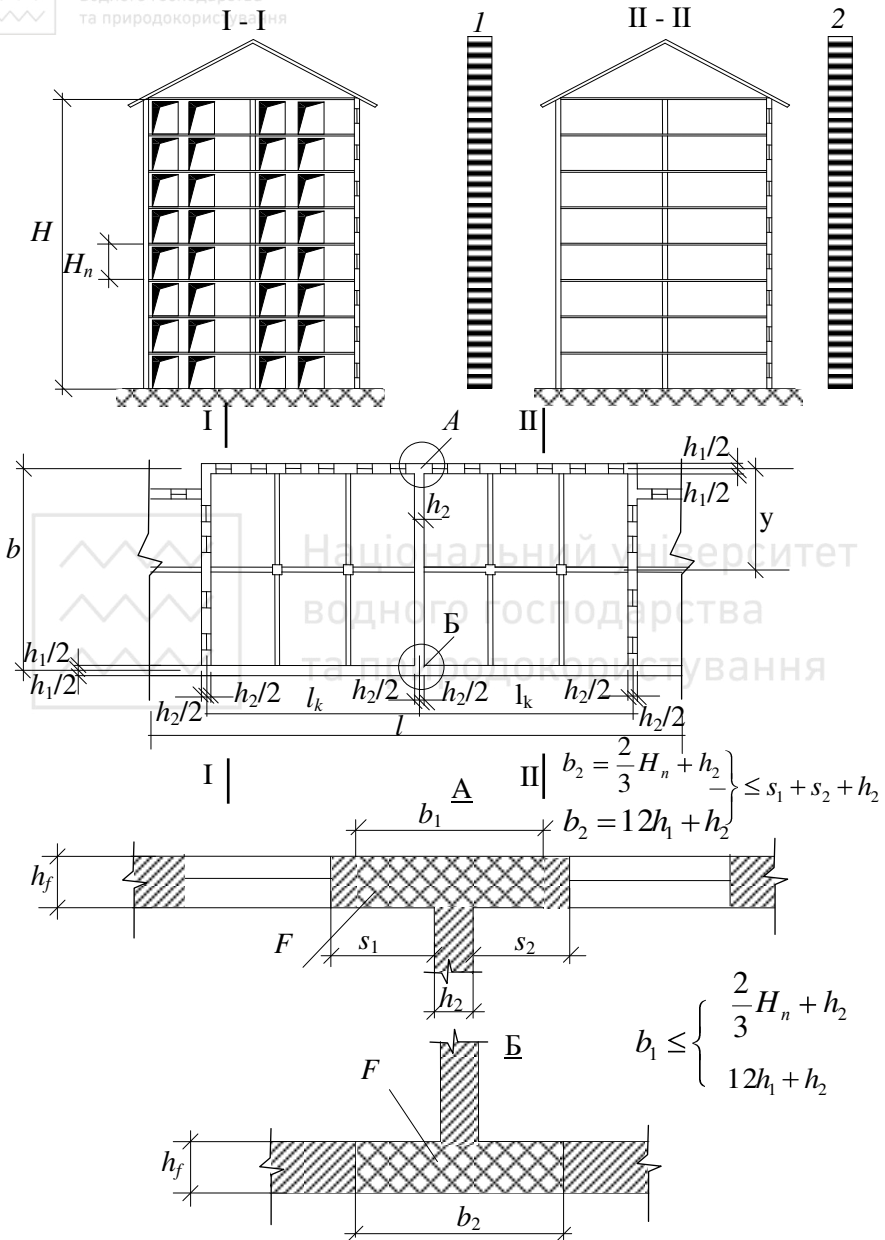


Рис. 4.3. Схема до розрахунку поздовжніх і поперечних стін на дію вітрового навантаження: 1 – активний тиск вітру; 2 – пасивний тиск вітру



В багатоповерхових будівлях з жорсткою конструктивною схемою горизонтальне навантаження, яке діє із площини стіни, спричиняє в стінах поздовжні зусилля, для визначення яких необхідно розглядати просторову роботу будівлі в цілому. Розрахункова схема будівлі може бути представлена у вигляді консолі складного профілю, защемленої на рівні верху фундаменту (рис. 4.3). Поперечний переріз консолі утворюється зовнішніми і поперечними стінами (в деяких випадках стовпами або каркасами перших поверхів). Перекриття являють собою жорсткі діафрагми, які сприймають навантаження від зовнішніх стін і передають їх на поперечні стіни. Навантаження вважають прикладеним по осі поперечних стін, які спільно з прилеглими ділянками зовнішніх стін утворюють в плані двотаври, таври тощо.

Розрахунок стін будівель на дію вітрового навантаження виконують у такій послідовності:

- визначають розрахункове навантаження на будівлю відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»;
- розподіляють вітрове навантаження між поперечними або поздовжніми стінами, які розташовані в напрямку його дії;
- знаходять напруження, які виникають в стінах будівлі і їхніх елементах від дії вітрового навантаження;
- знаходять сумарні напруження в стінах і в інших елементах будівель від дії вітрових і вертикальних навантажень і порівнюють їх з розрахунковими значеннями.

4.3. Розрахунок стін і стовпів будівель з пружною конструктивною схемою

В будівлях з віддалами між поперечними жорсткими конструкціями, які перевищують граничні (див. табл. 4.2), верхні опори стін і стовпів (перекриття і покриття) не можуть вважатися нерухомими, а тому стіни і стовпи таких будівель розраховуються з урахуванням часткового переміщення цих опор. Такі опори називають пружними, а конструктивну схему таких будівель – пружною. За значних зосереджених навантажень (реакції ферм, балок великих прольотів тощо) стіни, як правило, підсилюють пілястрами. В цьому випадку стояк має тавровий поперечний переріз



Розрахунок стін і стовпів закінченої будівлі виконують з урахуванням різних умов роботи цих елементів при дії навантажень до і після влаштування покриттів і перекриттів, тобто, в першій і другій стадії готовності будівлі. Стіни і стовпи розраховуються на навантаження до влаштування покриттів чи перекриттів (власна вага стін, деякі види обладнання та інші) як вільно стоячі стояки защемлені в ґрунті (перша стадія). На навантаження, які діють після влаштування покриттів і перекриттів, стіни і стовпи розраховуються як елементи рам (друга стадія).

В першій стадії, коли стіни і стовпи зведені, а покриття і перекриття не встановлені, розрахунки виконуються з метою визначення необхідності влаштування тимчасових кріплень, щоб не збільшувати розміри поперечних перерізів елементів порівняно з тими, які необхідні для закінченої будівлі. При цьому згинальні моменти M і поздовжні сили N в небезпечних перерізах визначають як для консольних стояків, защемлених в ґрунті, на які діють власна вага, вітрове навантаження, вага деяких видів обладнання (рис. 4.5а).

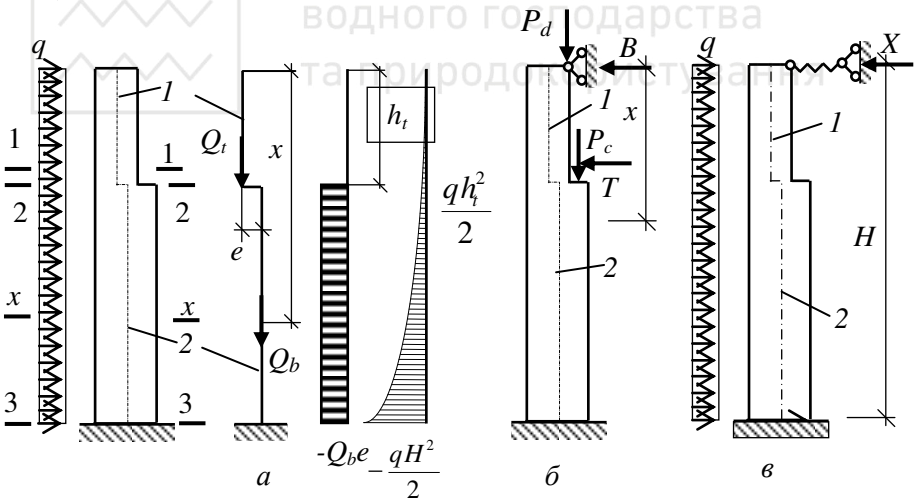


Рис. 4.5. Розрахункові схеми стін і стовпів будівель з пружною конструктивною схемою: а – при розрахунках в стадії незакінченого будівництва; б – при розрахунках в стадії закінченого будівництва, коли верхня опора вважається нерухомою; в – те саме, коли верхня опора вважається податливою; 1 – вісь центра ваги надкранової ділянки стіни чи стовпа; 2 – те саме, підкранової ділянки.



Якщо форма стояків по висоті ступінчаста, при визначенні моментів необхідно враховувати взаємне зміщення осей надкранової і підкранової ділянок стіни (рис. 4.5).

В першій стадії зведення будівлі небезпечними перерізами є верхні і нижні перерізи кожної ступені стояка (перерізи 1-1, 2-2 і 3-3 на рис. 4.5а). При дії власної ваги і рівномірно розподіленого вітрового навантаження згинальні моменти і поздовжні сили в небезпечних перерізах можна обчислити за формулами:

в перерізах 1-1 і 2-2

$$N_{1-1} = N_{2-2} = Q_t; \quad (4.6)$$

$$M_{1-1} = M_{2-2} = \pm \frac{qh_t^2}{2}; \quad (4.7)$$

в перерізі 3-3

$$N_{3-3} = N_{1-1} + Q_b; \quad (4.8)$$

$$M_{3-3} = N_{1-1}e \pm \frac{qH^2}{2}, \quad (4.9)$$

де Q_t і Q_b – відповідно поздовжня сила від дії власної ваги надкранової (вище перерізу 2-2) і підкранової (між перерізами 3-3 і 2-2) ділянок стіни;

H і h_t – відповідно висота всієї стіни і її надкранової ділянки;

e – віддаль між центрами ваги верхнього і нижнього перерізів стіни;

q – вітрове навантаження на 1 погонний метр стояка поперечної рами, зібране з ширини стіни, рівної кроку поперечних рам (вітрове навантаження визначають у відповідності до ДБН В.1.2-2:2006).

Міцність стояків в кожному небезпечному перерізі перевіряється на дію відповідних згинальних моментів і поздовжніх сил як позacentрово навантажених елементів. Якщо умови міцності не виконуються, то необхідно приймати заходи з забезпечення стійкості стояків шляхом влаштування тимчасових кріплень, або шляхом збільшення розмірів поперечного перерізу чи механічних характеристик матеріалів. При цьому необхідно дотримуватися того, щоб в стадії експлуатації запаси міцності не були б надмірними.



В *другій стадії* зведення будівлі, коли вона закінчена, її елементи, які розташовані в одному поперечному ряду, розглядаються як рамні конструкції і розраховуються на дію експлуатаційних навантажень.

Розрахунок рам виконується будь-яким методом будівельної механіки. Найбільш поширеним для даного випадку є метод переміщень, де за невідоме приймається переміщення стояків в рівні ригелів. Переміщення Δ пружної опори під навантаженням залежить від відносної гнучкості стін і стовпів. При розрахунках стін з пружною опорою може виникати два випадки:

перший – коли при навантаженні однієї із стін відносна гнучкість інших стін і стовпів настільки мала, що опору навантаженої стіни можна розглядати як нерухому (див. рис. 4.5б);

другий – відносна гнучкість усіх стін і стовпів, крім навантажених, настільки велика, що стіна, яка розглядається, працює як консоль, защемлена внизу і має невеликий прогин f зверху. В цьому випадку опорна реакція верху стіни дорівнює нулю.

У більшості випадків значення відносної гнучкості стін і стовпів такі, що переміщення пружних опор $\Delta > 0$, але менше прогину f верху консольного стояка при защемленні його внизу. Внаслідок цього величина опорної реакції X у верхній пружній опорі стін більша нуля і менша опорної реакції B , визначеної для стояка з нерухомою верхньою опорою (див. рис. 4.5б і рис. 4.5в).

Реакцію пружної опори стояка можна визначити за формулою

$$X = \frac{B}{1 + \mu}, \quad (4.10)$$

де B – величина опорної реакції при нерухомій верхній опорі;

μ – коефіцієнт, який враховує податливість верхньої опори стояка, який розраховується.

Коефіцієнт μ залежить від відносної гнучкості стін і стовпів і за їхньої однакової висоти і розмірів поперечного перерізу можна визначити за формулою

$$\mu = \frac{EI}{\sum_1^n E_n I_n}, \quad (4.11)$$

де E і I – модуль пружності кладки і момент інерції перерізу



стояка, який навантажений;

E_n і I_n – те саме, всіх стояків, за винятком навантаженого;

n – кількість стояків, які входять до складу рами, за винятком стояка, який навантажений.

Якщо стояки мають різну висоту, то формула (4.11) набуває вигляду

$$\mu = \frac{EI}{H^3 \sum_1^n \frac{E_n I_n}{H_n^3}}, \quad (4.12)$$

де H і H_n – відповідно висота завантаженого стояка і всіх інших стояків.

Значення опорних реакцій B від кожного виду навантаження знаходяться методами будівельної механіки або за таблицями довідників (табл. 4.4). Після визначення опорної реакції X розрахунок стін і стовпів виконують як защемлених в ґрунті консолей, на які діють розрахункове навантаження і сила X , прикладена у верхньому кінці.

Розрахункові зусилля, згинальні моменти M і позовжні сили N належить обчислювати для небезпечних перерізів від кожного виду навантаження. Згинальний момент в будь-якому перерізі стояка, розташованого на віддалі x від верхньої опори, знаходять за формулою

$$M_x = M_{0x} - Xx, \quad (4.13)$$

де M_{0x} – згинальний момент від зовнішнього навантаження в перерізі стояка, визначений як для консольної балки.

Стіни і стовпи розраховують на основні і аварійні сполучення навантажень, які визначаються згідно з ДБН В.1.2-2:2006. В кожному перерізі визначають наступні зусилля:

- найбільший позитивний момент M_{max} і відповідна йому позовжня сила N_{sor} ;

- найбільший від'ємний момент M_{min} і відповідна йому позовжня сила N_{sor} ;

- найбільша позовжня сила N_{max} і відповідний їй згинальний момент M_{sor} .



Значення опорної реакції B для балок постійного поперечного перерізу по довжині

№ пп.	Схема навантаження балок	Значення опорної реакції B
1		$\frac{3}{8}pl$
2		$\frac{P}{2} \left(2 - 3\frac{a}{l} + \frac{a^3}{l^3} \right)$
3		$\frac{3}{2}M \frac{l^2 - a^2}{l^3}$
4		$\frac{3M}{2l}$

На визначені зусилля розраховують міцність небезпечних перерізів як позацентрово стиснутих елементів. При урахуванні поздовжнього згину стін і стовпів їхню розрахункову довжину приймають в однопрольотних будівлях $l_0 = 1,5H$, а в багатопрольотних - $l_0 = 1,25H$.

4.4. Розрахунок багат шарових стін

До багат шарових стін відносять стіни із полегшеної кладки та стіни з облицюванням і вони виконуються із конструктивних, облицювальних і теплоізоляційних шарів. Окремі шари багат шарових стін повинні з'єднуватися між собою жорсткими або гнучкими в'язями. Жорсткі в'язі забезпечують розподілення навантаження між конструктивними шарами, а гнучкі в'язі сприяють збільшенню їхньої стійкості.

За жорсткі в'язі приймаються:



- при будь-якому теплоізоляційному шарі вертикальні діафрагми із тичкових рядів цегли або інших каменів, коли віддалі між осями цих діафрагм не перевищують $10h$ і не перевищують 120 см, де h – товщина більш тонкого конструктивного шару;

- теплоізоляційний шар із монолітного бетону з межею міцності на стиск 0,7 МПа та кладка із каменів марки не нижче 10 при тичкових горизонтальних прокладних рядах, розташованих на віддалі між осями рядів по висоті кладки не більше $5h$ і не більше 62 см.

Гнучкі в'язі влаштовують із корозієстійких сталей або сталей, захищених від корозії, а також із полімерних матеріалів. Сумарна площа перерізу гнучких сталевих в'язів повинна бути не меншою $0,4 \text{ см}^2$ на 1 м^2 поверхні стіни.

Облицовальний шар і основна кладка, якщо вони між собою з'єднані жорстко взаємною перев'язкою, повинні мати близькі деформаційні властивості. В таких стінах рекомендується приймати камені основної кладки і облицовальні однакової висоти.

В розрахунках багат шарових стін на міцність розглядається два випадки:

а) жорстке з'єднання шарів. Різна міцність і пружні властивості шарів, а також неповне використання їхньої міцності при спільній роботі в стіні враховуються шляхом приведення фактичної площі перерізу стіни до площі матеріалу основного несучого шару. Ексцентриситети всіх зусиль визначаються відносно осі приведенного перерізу;

б) гнучке з'єднання шарів. Кожний шар розраховується окремо на дію безпосередньо на нього навантаження, навантаження від покриття і перекриття необхідно передавати тільки на внутрішній шар стіни. Навантаження від ваги утеплювача необхідно розподіляти на несучі шари пропорційно їхньої площі.

При приведенні перерізу стіни до одного матеріалу товщина шарів приймається фактичною, а ширина шарів b_{red} (по довжині стіни) зміненою пропорційно відношенню розрахункових опорів і коефіцієнтів використання міцності шарів за формулою

$$b_{i,red} = b_i \frac{m_i R_i}{mR}, \quad (4.14)$$

де $b_{i,red}$ - приведена ширина i – го шару;

b_i - фактична ширина i – го шару;



$R; m$ - розрахунковий опір і коефіцієнт використання міцності шару, до якого приводиться переріз;

$R_i; m_i$ - розрахунковий опір і коефіцієнт використання будь-якого іншого i – го шару стіни.

Коефіцієнти використання міцності шарів у багатошарових стінах m і m_i наведені в табл. 4.5.

Таблиця 4.5

Коефіцієнти використання міцності кладки m і m_i

Шари із бетонних каменів, m	Шари із матеріалів, m_i							
	керамічні камені		цегла глиняна пластичного пресування		цегла силікатна		цегла глиняна напів-сухого пресування	
	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i
Камені із бетонів на пористих заповнювачах і із шпаристих бетонів марок М25 і вище	0,8	1,0	0,9	1,0	1,0	0,9	1,0	0,85
Камені із ніздрюватого бетону виду А марок М25 і вище	-	-	0,85	1,0	1,0	0,8	1,0	0,8
Камені із ніздрюватого бетону виду Б марок М25 і вище	-	-	0,7	1,0	0,8	1,0	0,9	1,0



Розрахунок багат шарових стін із жорсткими в'язями виконується:

- а) при центральному стиску за формулою (2.1);
- б) при позacentровому стиску по формулі (2.8).

В формулах (2.1) і (2.8) приймаються: площа приведеного перерізу A_{red} ; площа стиснутої частини перерізу $A_{c,red}$; розрахунковий опір шару, до якого приведено поперечний переріз, з урахуванням коефіцієнту використання його міцності mR .

Коефіцієнти подовжнього згину φ і φ_1 , а також коефіцієнт m_g визначаються як для матеріалу шару, до якого приведено переріз.

При розрахунку багат шарових стін із гнучкими зв'язками коефіцієнти φ , φ_1 і m_g визначаються як для центрально стиснутих елементів для умовної товщини, рівній сумі товщини двох конструктивних шарів, помноженої на коефіцієнт 0,7.

При різному матеріалі шарів приймається приведена пружна характеристика кладки α_{red} , яка визначається за формулою

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 + \dots + \alpha_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (4.15)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_n$ - пружні характеристики шарів;

h_1, h_2, h_n - товщина шарів;

n - кількість шарів.

У двошарових стінах з жорсткими в'язями ексцентриситет подовжньої сили, спрямованої у бік термоізоляційного шару щодо осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу, не повинний перевищувати $0,5y$.

Багат шарові стіни з плитними утеплювачами (полімерні і т.п. плити), чи засипаннями або заповненнями бетоном з межею міцності на стиск 1,5 МПа і нижче розраховуються в перерізах кладки без урахування несучої здатності утеплювача.

4.5. Проектування опирання балок і плит на кам'яні стіни

Залізобетонні балки, прогони і плити перекриття чи покриття в більшості випадків працюють за схемою вільно лежачих балок і опираються на стіни, стовпи і пілястри, створюючи місцеве навантаження. При необхідності для підвищення несучої здатності



опорної ділянки кладки при змінанні застосовують такі конструктивні заходи:

- використання сітчастого армування;
- влаштування опорних розподільчих плит;
- влаштування розподільчих залізобетонних поясів при покриттях великих прольотів (особливо стосується будівель, де може відбуватися перебування великої кількості людей);
- застосування комплексних конструкцій.

Застосування конструктивних заходів здійснюють тоді, якщо міцність кладки на місцеве змінання недостатня. Розрахунок кладки на змінання під вільно лежачими опорами виконують залежно від дійсної a_1 і корисної a_0 довжини опирання та форми епюри розподілення тиску під конструкціями, які опираються (рис. 4.6).

Епюра напружень під кінцями балок приймається по трапеції при $a_1 \leq a_0$ або по трикутнику при $a_1 > a_0$. Можна наближено приймати трикутну епюру напружень з основою $a_1 = a_0$, якщо довжина опорної ділянки балки менша її висоти.

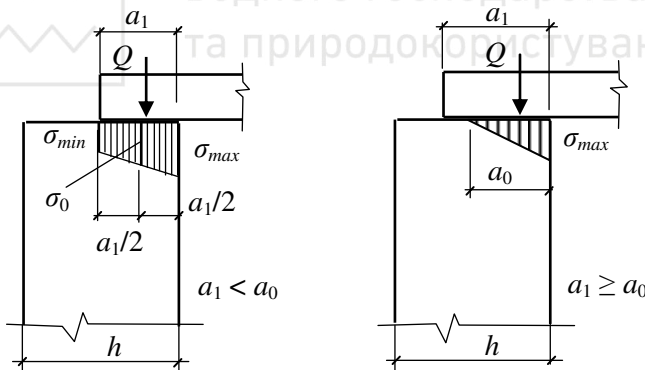


Рис. 4.6. Розрахункові схеми опирання балок і плит на кам'яні конструкції

Корисна довжина опирання a_0 визначається за формулою

$$a_0 = \sqrt{\frac{2Q}{cbtg\alpha}}, \quad (4.16)$$

де Q – опорна реакція;



b – ширина опорної ділянки;

a_1 – довжина опираючої;

c – коефіцієнт постелі кладки;

α – кут нахилу балки чи плити на опорі.

Коефіцієнти постелі залежать від стадії зведення будівлі і визначаються за формулами:

- для готової (затверділої) кладки

$$c = \frac{50R_u}{b}; \quad (4.17)$$

- для свіжої кладки

$$c_1 = \frac{35R_{u1}}{b}, \quad (4.18)$$

де $R_u = 2R$;

R – розрахунковий опір кладки при проектній марці розчину;

$R_{u1} = 2R_1$;

R_1 – розрахунковий опір кладки при марці розчину 2.

Максимальні σ_{max} , мінімальні σ_{min} та середні σ_0 напруження в кладці визначаються за формулами:

при трапецієподібній епюрі тиску

$$\sigma_{max} = \sigma_0 + \frac{ca_1}{2} \operatorname{tg} \alpha; \quad (4.19)$$

$$\sigma_{min} = \sigma_0 - \frac{ca_1}{2} \operatorname{tg} \alpha; \quad (4.20)$$

$$\sigma_0 = \frac{Q}{ba_1}; \quad (4.21)$$

при трикутній епюрі тиску

$$\sigma_{max} = 2\sigma_0; \quad (4.22)$$

$$\sigma_0 = \frac{Q}{a_0b}. \quad (4.23)$$

При визначенні $\operatorname{tg} \alpha$ вважають, що балка опирається на шарнір, розташований в середині опорної ділянки. В нерозрізних балках проміжні опори приймаються розташованими по осях відповідних стін чи стовпів. Для вільно лежачих балок, на які діють рівномірно розподілені навантаження $q \operatorname{tg} \alpha$ можна визначити за формулою



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{ql^3}{24EI}, \quad (4.24)$$

де l – прольот балки;

EI – жорсткість балки.

Міцність кладки при місцевому зминанню перевіряється за формулою (2.5). Крім цього, максимальні напруження в кладці не повинні перевищувати її розрахункового опору на стискання. Якщо умови міцності не виконуються, необхідно застосовувати конструктивні заходи по підвищенню її міцності.

При застосуванні непрямого (сітчастого) армування кладки її розрахунок виконують за формулою (3.3), при цьому сітки повинні мати чарунки розміром не більше 10×10 см, а діаметр стержнів не повинен бути меншим 3 мм.

При розрахунку кладки, розташованої під розподільчою плитою, навантаження на плиту від встановленої на неї балки (ферми) без фіксуєної прокладки приймається у вигляді зосередженої сили P , рівній опорній реакції. Точка прикладання сили приймається на віддалі $(1/3)l_1$, але не більше $v = 7$ см від внутрішнього краю плити (рис. 4.7а).

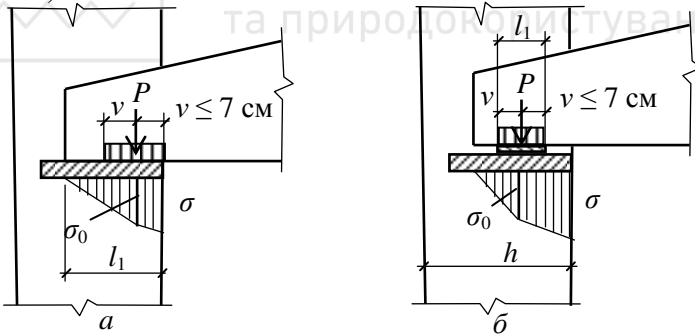


Рис. 4.7. Схема навантаження і напруження при розрахунках розподільчої плити: а – опирання балки без центрувальної прокладки; б – опирання балки з прокладкою

При використанні прокладки, яка фіксує положення опорного тиску, віддаль від точки прикладання зосередженої сили до внутрішнього краю прокладки приймається також на віддалі $(1/3)l_1$, але не більше $v = 7$ см, при цьому l_1 дорівнює довжині прокладки (рис. 4.7б).



Розподільча плита розраховується на місцевий стиск, згин і сколювання при дії місцевого навантаження, прикладеному зверху, і реактивного тиску кладки знизу. При розрахунку розподільчої плити зосереджена сила замінюється навантаженням, рівномірно розподіленим по площі зминання, яка має ширину b опорної ділянки конструкції, яка опирається на плиту, та довжину, рівну $2v$, де v – віддаль від внутрішнього краю плити або фіксуючої прокладки до точки прикладання зосередженого навантаження (центра розподіленого навантаження).

Розміри розподільчої плити вибирається таким чином, щоб виконувалася умова

$$\sigma_{\max} \leq 0,8\zeta R_u, \quad (4.25)$$

де ζ - коефіцієнт, який визначається за формулою (2.7);

R_u – гранична межа міцності кладки $R_u = 2R$,

де R – розрахунковий опір кладки, який визначається по таблицям додатку А.

4.6. Анкерування стін і стовпів

Для збільшення стійкості кам'яних конструкцій їх скріплюють з іншими елементами будівель. Для цього стіни і стовпи в межах кожного поверху кріплять анкерами до перекриттів і покриттів металевими анкерами з площею, не меншою $0,5 \text{ см}^2$. Віддаль між анкерами балок, прогонів або ферм, а також перекриттів і покриттів зі збірних плит і панелей, що опираються на стіни, приймають не більше 6 м. При збільшенні віддалі між фермами до 12 м передбачають додаткові анкери, які з'єднують стіни з покриттям. Кінці балок, які вкладаються на прогони, внутрішні стіни або стовпи також повинні бути заанкерені, а при двохсторонньому обпиранні ще й з'єднані між собою.

Самонесучі стіни в каркасних будівлях з'єднують з колонами гнучкими в'язями таким чином, щоб була можливість незалежних деформацій стін і колон. В'язі, що влаштовуються вздовж висоти колон, повинні забезпечувати стійкість стін, а також передачу на колони зусиль, які виникають від дії вітрових навантажень.

Анкери закладають в горизонтальні шви кладки або спеціальні борозни, які передбачаються в крупних блоках, і у шви між плитами збірних перекриттів і покриттів та ретельно заробляють цементним

розчином. При анкеруванні прогонів, ферм, підкранових балок анкери заробляють в залізобетонні розподільчі подушки.

Розрахунок анкерів виконують:

- при віддалі між анкерами більше 3 м;
- при несиметричній зміні товщини стовпа чи стіни;
- для простінків, коли сумарна нормальна сила складає більше 1000 кН ($N > 1000$ кН).

Анкери працюють на зусилля, які виникають від позacentрового навантаження та внаслідок несиметричної зміни товщини стін і стовпів (рис. 4.8а).

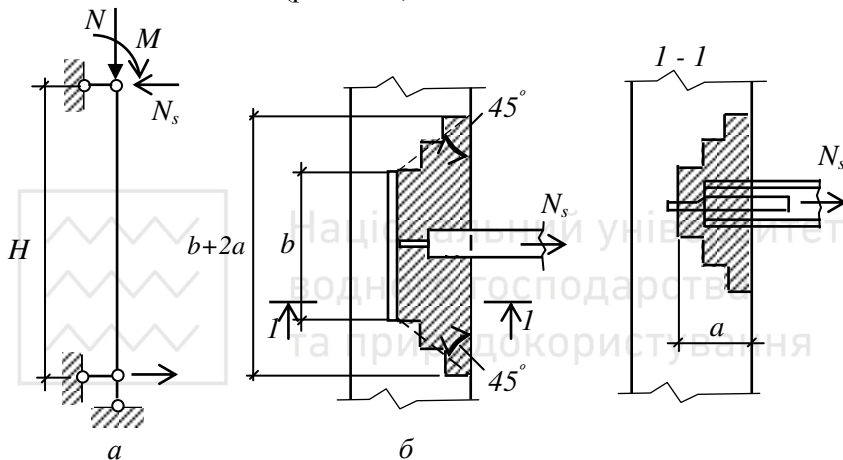


Рис. 4.8. Схема для визначення розрахункового зусилля в анкері: а – схема зусиль; б – розрахункова ділянка кладки, яка чинить опір висмикуванню анкера

Розрахункове зусилля в анкері N_s визначається за формулою

$$N_s = \frac{M}{H} + 0,01N, \quad (4.26)$$

де M – згинальний момент від розрахункових навантажень в рівні перекриття чи покриття в місцях опирання їх на стіни на ширині, рівній віддалі між анкерами;

N – розрахункова нормальна сила на рівні розташування анкера на ширині, рівній віддалі між анкерами;

H – висота поверху.



На дію зусилля N_s розраховується площа поперечного перерізу анкера, як металевого елемента.

Міцність замурування анкера в кладці визначається опором кладки зрізу по горизонтальним швам, розташованим під анкером і над ним. Розподіл тиску в кладці приймається під кутом 45° (див. рис. 4.8б). Розрахункове зусилля в анкері повинно задовольняти умову

$$N_s \leq 2a(a+b)(R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0), \quad (4.27)$$

де a – глибина замурування анкера;

b – довжина поперечного штиря анкера;

інші позначення такі, як у формулі (2.17).

4.7. Розрахунок перемичок та висячих стін

Для перекриття віконних і дверних прорізів в стінах найчастіше використовують збірні залізобетонні перемички. Кам'яні арочні, клинчасті, рядові та армокам'яні перемички використовують в значно меншому обсязі внаслідок їхньої не технологічності та значних затрат праці.

Залізобетонні перемички розраховують на навантаження від перекриття або покриття та на тиск свіжої кладки, яка ще не затверділа. Навантаження від свіжої кладки приймають еквівалентним вазі поясу кладки висотою, рівній $1/3$ прольоту для кладки в літніх умовах і цілому прольоту перемички для кладки в зимовий умова (в стадії відтаювання).

Спосіб розрахунку перемичок залежить від виконання умови

$$M/a < N, \quad (4.28)$$

де M – згинальний момент в перемичці на ділянці замурування;

N – зусилля защемлення опори перемички на ділянці замурування;

a – довжина замурування перемички в кладку.

Якщо умова (4.28) виконується, то перемички необхідно розраховувати як защемлені на опорах. В цьому випадку суть розрахунку полягає в перевірці міцності кладки на зминання (рис. 4.9а) за умовою



$$Q \leq \frac{R_c ab}{\frac{6e_0}{a} + 1}, \quad (4.29)$$

де Q – розрахункова поперечна сила від ваги перемички і діючого на неї навантаження (опорна реакція перемички);

R_c – розрахунковий опір кладки при зминанні;

b – ширина перемички або її полиці;

e_0 – ексцентриситет розрахункової сили відносно середини її замурування, визначається за формулою

$$e_0 = \frac{M}{Q}. \quad (4.30)$$

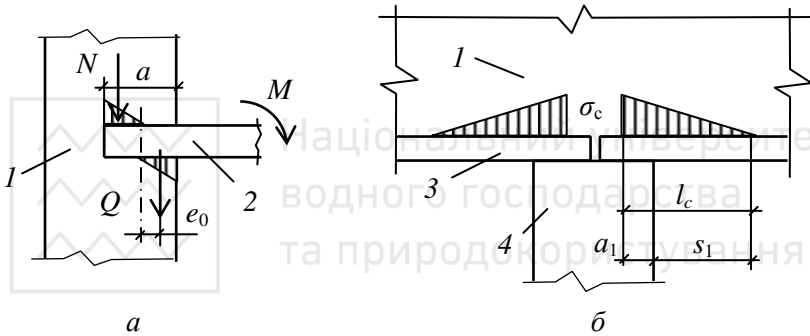


Рис. 4.9. Розрахункові схеми перемичок (а) і висячих стін (б):
1 – стіна; 2 – перемичка; 3 – рандбалка; 4 – колона

Якщо умова (4.28) не виконується, то перемички розраховуються як вільно лежачі балки, а розрахунок кладки на зминання виконується за формулою (2.5).

Необхідну довжину замурування перемички можна визначати за формулою

$$a = \frac{2Q}{R_c b} + \sqrt{\left(\frac{4Q^2}{R_c^2 b^2} + \frac{6Q}{R_c b} \right)}. \quad (4.31)$$

Прольоти неармованих кам'яних перемичок при марці цегли або каменів 75 і вище повинні бути в межах, зазначених в табл. 4.6, а найменшу їхню конструктивну висоту приймають згідно з табл. 4.7.



Максимальні прольоти перемичок із неармованої кладки
за марки цегли або каменю 75 і більше

Марка розчину	Максимальні прольоти перемичок, м			
	рядових	клинчастих	арочних при висоті підйому	
			1/8 1/12 прольоту	1/5 ... 1/6 прольоту
50 ... 100	2	2	3,5	4
25	1,75	1,75	2,5	3
10	-	1,5	2	2,5
4	-	1,25	1,75	2,25

Примітки: 1. Максимальні прольоти перемичок із цегли, бетонних і природних каменів марок 35...50 зменшуються множенням на коефіцієнт 0,8. 2. Арочні перемички з прольотами, більшими за наведені у цій таблиці, конструюються і розраховуються як арки. 3. Неармовані кам'яні перемички (рядові, клинчасті й арочні) неприпустимі у стінах будинків, які зазнаватимуть значних вібраційних або ударних впливів, а також у випадках, коли можливе нерівномірне осідання стін.

Таблиця 4.7

Найменша конструктивна висота перемичок із неармованої кладки

Марка розчину	Найменша конструктивна висота перемичок (частина прольоту)			
	рядових		клинчастих	арочних
	із цегли	із каменю		
25 і більше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	-	-	0,16	0,08
4	-	-	0,20	0,10

Для запобігання випадання цегли чи каменів з нижнього ряду рядової перемички під ним необхідно влаштовувати шар розчину завтовшки 20...30 мм і розмішувати в нього арматуру в кількості не



менше одного стержня з площею перерізу $0,2 \text{ см}^2$ на кожні 13 см товщини стіни.

Рядові, клинчасті й арочні перемички розраховуються як арки, розпір яких сприймається кладкою простінків або арматурою зтяжки. Розрахунковий опір H визначається за формулою:

а) у перемичках без зтяжок

$$H = \frac{M}{C - 2r}; \quad (4.32)$$

б) у перемичках із зтяжками

$$H = \frac{M}{h_0 - r}, \quad (4.33)$$

де M - максимальний розрахунковий згинальний момент, визначений як для вільно лежачої балки;

C - розрахункова висота перемички, за яку вважається відстань від низу перемички до рівня низу елементів перекриття; за відсутності таких елементів ця висота приймається такою, що дорівнює $1/3$ прольоту перемички;

h_0 - відстань від верху розрахункової частини перемички до осі зтяжки;

r - відстань від верху розрахункової частини перемички до центра тиску в замку і від низу перемички до центра тиску в п'ятках (вибирається за табл.4.8).

Міцність кладки перемичок в замку і на опорах перевіряється на дію розпору, що виникає в перемичці, який розглядається як позacentрово прикладена в горизонтальному напрямку сила з ексцентриситетом

$$e_0 = C/2 - d. \quad (4.34)$$

У цьому випадку розтягнена зона перемички за розкриттям тріщин не розраховується.

У крайніх перемичках (біля кутів будинку) необхідно додатково перевірити міцність п'ятки перемички на зріз за формулою (2.17), а також міцність кутового простінка (за відсутності зтяжки) на позacentрове стиснення у площині стіни від спільної дії розпору H і вертикальної поздовжньої сили. Значення ексцентриситету рівнодійної на рівні підвіконня не повинно перевищувати $e_0 = 0,7y$.



Відстань r кривої тиску у замку від верху перемички і на опорах від низу перемички (у частках розрахункової висоти C)

Марка розчину	Значення r для марок цегли і каменю	
	75 і вище	50 і нижче
100	0,1	-
50	0,12	0,15
25	0,15	0,2
10	0,2	0,25
4	0,25	0,30

Примітки: 1. Розрахунковою вважається висота перемички до рівня опирання балок або настилу перекриття. 2. За відсутності навантаження на перемичку від покриттів або інших конструкцій, крім власної ваги, розрахункова висота перемички приймається такою, що дорівнює $1/3$ прольоту. 3. Для арочних перемичок розрахункова висота приймається від рівня п'яти до рівня опирання балок або настилу перекриття (включено з висотою підйому перемички).

Якщо міцність п'яти на зріз або кутового простінка на позacentрове стиснення недостатня, то для сприйняття розпору в перемичках укладають затяжки, які заробляють у кладку на глибину не менше як 50 см від краю прорізу. Площу перерізу затяжки A_s перевіряють за формулою

$$H \leq R_s A_s. \quad (4.35)$$

Висячі стіни, які опираються на залізобетонні або металеві рандбалки, що підтримуються колонами або стовпчастими фундаменти, розраховують на міцність при зминанні на ділянках над опорами рандбалок. Довжина епюри розподілення тиску в площині контакту стіни і рандбалки визначають залежно від жорсткості кладки і рандбалки. При цьому рандбалка замінюється еквівалентним за жорсткістю умовним поясом кладки, висота якого H_0 визначається за формулою

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{0,85E_b I_{red}}{Eh}}, \quad (4.36)$$



де E_b – початковий модуль пружності бетону;

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу рандбалки;

E – модуль деформації кладки, визначається за формулою (1.11);

h – товщина висячої стіни.

Жорсткість металеві рандбалки визначають як добуток $E_s I_s$,

де E_s – модуль пружності сталі, I_s – момент інерції перерізу рандбалки.

Епюру розподілу тиску над опорами однопролітних балок приймають у вигляді трикутника (див. рис. 4.9б) з основою

$$l_c = a_1 + s_1, \quad (4.37)$$

де l_c – основа епюри тиску;

a_1 – довжина опорної ділянки рандбалки (приймається не більше H , H – висота рандбалки);

$s_1 = 0,9H_0$ – довжина ділянки розподілення навантаження від грані опори.

Максимальне напруження над опорою рандбалки визначається за формулою

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a_1 + s_1)h}. \quad (4.38)$$

Епюру розподілення тиску в кладці висячих стін за наявності прорізів приймається по трапеції, при цьому площа трикутника, яка віднімається від епюри тиску в межах прорізу, замінюється рівновеликою площею паралелограми, що додається до площі, яка залишилася.

Міцність кладки висячих стін при місцевому зминанню на ділянці, розташованій над опорами рандбалки перевіряється за формулою (2.5).

Розрахунок рандбалок виконують за двома випадками навантаження

- на навантаження, які діють в період зведення стін. При кладці стін із цегли, керамічних каменів або звичайних бетонних каменів приймається навантаження від власної ваги кладки, яка ще не затверділа, висотою, рівною 1/3 прольоту для кладки в літніх умовах і цілому прольоту – для кладки в зимових умовах (в стадії відтавання кладки при зведенні її способом заморожування). При кладці стін із крупних блоків (бетонних або цегляних) висоту поясу кладки, на навантаження від якого повинна бути розрахована



рандбалка, приймають рівною 1/2 прольоту, але не меншою висоти одного ряду кладки;

- на навантаження, які діють в закінченій будівлі. Ці навантаження визначають, виходячи з наведених вище епюр тиску, які передаються на балки від опор і стін, які підтримують балки.

Міцність кладки висячих стін при місцевому зминанню на ділянці, розташованій над опорами рандбалки перевіряється за формулою (2.5).

4.8. Розрахунок стін підвалів

Стіни підвалів розраховуються як балки з двома нерухомими шарнірними опорами (рис. 4.10). За наявності бетонної підлоги розрахункова висота стіни підвалу приймається рівною віддалі в проствітї між перекриттям підвалу і поверхнею підлоги. Якщо бетонна підлога відсутня, то розрахункова висота стіни приймається рівною віддалі від нижньої поверхні перекриття до підшови фундаменту.

В розрахунках тимчасове нормативне навантаження на поверхні землі p замінюють додатковим еквівалентним шаром ґрунту висотою H_{red} , який приймається рівним

$$H_{red} = \frac{P}{\gamma}, \quad (4.39)$$

де p – нормативне тимчасове навантаження на поверхні землі (кПа);
 γ – об’ємна вага ґрунту (кН/м³).

Епюра бічного тиску ґрунту на 1 м довжини стіни підвалу уявляє собою трапецію з верхньою і нижньою ординатами q_1 і q_2 , які визначаються за формулами:

$$q_1 = n_1 \gamma H_{red} t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (4.40)$$

$$q_2 = n_2 \gamma \left(\frac{n_1}{n_2} H_{red} + H_1 \right) t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (4.41)$$

де n_1 – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження, розташованого на поверхні землі;

n_2 – те саме, для об’ємної ваги ґрунту;

H_1 – висота епюри тиску ґрунту;

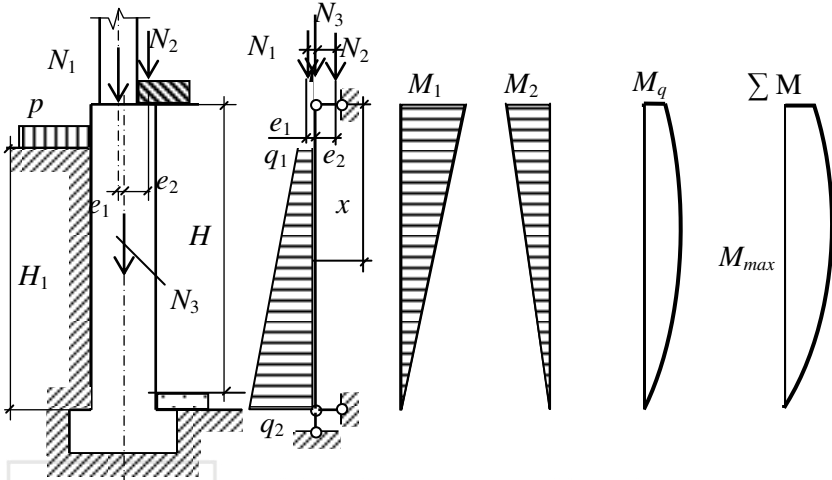


Рис. 4.10. Схема навантажень на стіну підвалу та епюри моментів

Згинальні моменти в стіні підвалу від бокового тиску ґрунту на віддалі x від верхньої опори може бути визначений за формулою

$$M_x = \frac{1}{6} \left\{ \frac{H_1^2}{H} \left[q_1 + q_2 \right] x - \left[3q_1 + \left(q_2 - q_1 \right) \frac{x - H_1 + H}{H_1} \right] x^2 \right\}, \quad (4.42)$$

де H – розрахункова висота стіни підвалу.

x – віддалі від верху стіни підвалу до горизонтального перерізу, в якому визначається момент.

Якщо боковий тиск ґрунту діє по усій висоті стіни підвалу, то наближено можна вважати, що максимальне значення M_x буде виникати на віддалі $x = 0,6H$:

$$M_{q, \max} = (0,056q_1 + 0,064q_2)H^2. \quad (4.43)$$

Розрахунковий згинальний момент визначається як сума згинальних моментів від вертикального навантаження $M_1 = N_1e_1$ (N_1 – навантаження від вище розташованих стін і перекриттів і покриття) і $M_2 = N_2e_2$ (N_2 – навантаження від перекриття над підвалом) та від бокового тиску ґрунту M_q . Вертикальні



навантаження складають навантаження від стін, перекриттів і покриття та власної ваги стіни підвалу (N_3).

Міцність стіни підвалів перевіряється як позацентрово стиснутих елементів в перерізах, де діють максимальні згинальні моменти.

4.9. Проектування карнизів і парапетів

Утворення карнизів здійснюють або напуском рядів кладки або за допомогою консольних залізобетонних плит, які закріплюють в кладці стіни. Загальний виліт карнизу, що утворюється напуском рядів кладки, починаючи від зовнішньої грані стіни, не повинен перевищувати половини товщини стіни, при цьому в напуск кожного ряду не повинен перевищувати $1/3$ довжини каменю чи цегли. Якщо виліт карнизу перевищує 20 см, то кладку виконують на розчині марки не нижче 25. За вильоту карнизу менше 20 см його кладку можна виконувати на марці розчину, яку використовують для кладки верхнього поверху.

В збірних карнизах із плит їхній виліт перевищує половину ширини стіни, а тому стійкість карнизу і прилягаючих ділянок стін повинна бути забезпечена як в процесі зведення будівлі, так і в закінченому стані.

Розрахунок верхніх ділянок стін в перерізах, розташованих безпосередньо під карнизами, виконується в двох стадіях готовності будівлі:

- для незакінченої будівлі за відсутності даху і перекриття горища;
- для закінченої будівлі.

При розрахунках стіни під карнизом незакінченої будівлі враховують такі навантаження:

- розрахункове граничне навантаження від власної ваги карнизу і опалубки (для монолітних залізобетонних і армованих кам'яних карниз), якщо вони підтримуються консолями або підкосами, закріпленими в кладці;

- тимчасове розрахункове граничне навантаження на кінці карнизу, яке рівне 1,0 кН на 1 м довжини карнизу або на один елемент збірного карнизу, якщо його довжина менша за 1 м;

- характеристичне вітрове навантаження на внутрішню сторону стіни.



Карнизи і ділянки стін під карнизами закінчених будівель розраховують на такі види навантажень:

- власна вага всіх елементів будівлі, як тих, що створюють перекидаючий момент відносно зовнішньої грані стіни, так і тих, що підвищують стійкість стіни, при цьому вага покриття приймається зменшеним на величину пасивного тиску вітру (відсмоктування вітру);

- тимчасове розрахункове граничне навантаження на кінці карнизу, яке рівне 1,5 кН на 1 м довжини карнизу або на один елемент збірного карнизу, якщо його довжина менша за 1 м;

- половина розрахункового граничного навантаження від дії вітру.

Карнизи і парапети за недостатньої їхньої стійкості закріплюють анкерами, які заводяться у нижні ряди кладки. Віддаль між анкерами не повинна перевищувати 2 м, якщо кінці анкерів закріплюються окремими шайбами. Якщо анкери кріпляться до балок або кінців прогонів, то віддаль між ними може бути збільшена до 4 м. Закріплення анкерів повинно розташовуватися не менше, ніж на 15 см нижче того перерізу, де вони повинні розташовуватися за розрахунком. При використанні залізобетонних перекриттів горища кінці анкерів закріплюють під ними.

Переріз анкерів можна визначати за зусиллям, яке визначається за формулою

$$N = \frac{M}{0,85h_0}, \quad (4.44)$$

де M – найбільший згинальний момент від граничних навантажень;

h_0 – віддаль від стиснутого краю перерізу стіни до осі анкера (розрахункова висота перерізу).

Кладку стін над карнизами перевіряють на позacentровий стиск. За відсутності анкерів, а також за наявності анкерів в перерізах на рівні їхнього замурування, не допускається, щоб ексцентриситет перевищував 0,7у.

Парапети розраховують в нижньому перерізі на позacentровий стиск при дії навантаження від власної ваги і граничного вітрового навантаження. За відсутності анкерів не можна допускати, щоб ексцентриситети перевищували 0,7у. Навантаження, які сприяють збільшенню стійкості карнизів і парапетів, приймаються з коефіцієнтом 0,9.



4.10. Особливості проектування кам'яних конструкцій будівель, що зводяться в зимовий час

Спосіб зведення кам'яної кладки, який застосовується в зимовий час за від'ємних температур, повинен бути обґрунтованим попереднім техніко-економічним розрахунком з метою забезпечення оптимальних показників вартості, трудомісткості, витрат матеріалів, палива, електроенергії тощо. Прийнятий спосіб зимової кладки повинен гарантувати міцність і стійкість конструкцій як в період їх зведення, так і при наступній експлуатації.

Зведення зимової кладки із цегли, каменів правильної форми і крупних блоків належить виконувати одним із наступних способів:

а) на розчинах не нижче марки 50 з протиморозними хімічними домішками, які не викликають корозії кладки (поташ, нітрат натрію, змішані домішки, комплексні домішки НКМ) і які твердіють на морозі без обігріву кладки;

б) способом заморожування на звичайних розчинах не нижче марки 10 без хімічних домішок. При цьому елементи конструкцій повинні мати достатню міцність і стійкість як в період їхнього першого відтавання (за найменшої міцності розчину, що тільки відтанув), так і в наступний період експлуатації будівель. Висота кам'яних конструкцій, що зводяться способом заморожування, не повинна перевищувати 15 м. Допускається зводити цим способом фундаменти малоповерхових будівель (до трьох поверхів включно) з каменів правильної форми, які вкладаються в «розпір» з стінками траншеї на розчині марки не нижче 25;

б) способом заморожування на звичайних розчинах не нижче марки 50 без хімічних добавок з обігріванням конструкцій, що зводяться, на протязі часу, за якого кладка досягає несучої здатності, необхідної для навантаження вище розташованими конструкціями.

Кам'яні будівлі висотою до 4 поверхів за відповідного розрахункового обґрунтуванні можна зводити методом заморожування на звичайних (без протиморозних домішок) розчинах не нижче марки 10 за умови забезпечення достатньої несучої здатності конструкцій в період відтавання (за нульової міцності бетону). Цей спосіб дає можливість зводити малоповерхові



будівлі без застосування дефіцитних хімічних домішок і отримувати економію цементу за рахунок того, що кладку з використанням протиморозних добавок необхідно виконувати на розчинах не нижче марки 50.

Способом заморожування на звичайних розчинах не допускається зведення наступних конструкцій: із бутобетону і рваного буту; конструкції, які піддаються в стадії відтавання вібраційним та іншим суттєвим динамічним впливам; конструкції, які в стадії відтаювання піддаються поперечним навантаженням, величина яких перевищує 10 % від поздовжніх; конструкції з ексцентриситетами прикладання поздовжньої сили в стадії відтаювання, які перевищують 0,25у, без верхньої опори, і 0,7у при наявності верхньої опори.

Вибір протиморозних добавок повинен враховувати вид конструкцій і умови їхньої подальшої експлуатації. Орієнтовна величина не зворотної (що зберігається після відтаювання) міцності розчину з окремими протиморозними домішками залежно від часу їхнього твердіння на морозі наведені в табл. 4.9. Проектна міцність (марка) розчинів з протиморозними домішками, які твердіють при температурі, не нижчої вказаної в табл. 4.9, досягається після відтаювання і твердіння при температурі не нижче $20 \pm 5^\circ \text{C}$ і природної вологості повітря на протязі 28 діб.

Міцність кам'яних конструкцій, які зводяться в зимовий час, повинна бути перевірена розрахунками. Основний розрахунок виконується для закінченої будівлі після відтаювання кладки у віці 28 діб. Крім цього, додатково перевіряють несучу здатність конструкцій в стадії відтаювання.

Міцність кам'яних конструкцій, які зводяться в зимовий час, повинна бути перевірена розрахунками. Основний розрахунок виконується для закінченої будівлі після відтаювання кладки у віці 28 діб. Крім цього, додатково перевіряють несучу здатність конструкцій в стадії відтаювання.

При розрахунку несучої здатності конструкцій, які зводяться методом заморожування на звичайних (без протиморозних добавок) розчинах необхідно виконувати:

- основний розрахунок для закінченої будівлі через 28 діб після відтаювання і твердіння при температурі не нижче $20 \pm 5^\circ \text{C}$ і природній вологості повітря;



- додаткова перевірка несучої здатності конструкцій в період відтаювання. Розрахункова міцність в цьому випадку приймається рівною 0,2 МПа (2 кгс/см²) при розчині на портландцементі і товщині стін і стовпів 38 см і більше. При використанні шлакопортландцементу, пуцоланового портландцементу або товщині стін і стовпів менше 38 см розрахункову міцність розчину приймають рівною нулю.

Таблиця 4.9

Орієнтовна міцність розчину після відтавання

Проти- морозні домішки	Середня добова температура повітря, °С	Кількість домішки, % маси цементу	Орієнтовна міцність розчину, % марки при твердінні на морозі на протязі діб		
			7	28	90
Нітрит натрію (НН)	Від 0 до - 2	2 – 3	15	50	70
	„ - 3 „ - 5	4 – 5	10	40	55
	„ - 6 „ - 15	8 - 10	5	30	40
Поташ (П)	До - 5	5	25	60	80
	Від - 6 до - 15	10	20	50	65
	„ - 16 „ - 30	12	10	35	50
Нітрит натрію + поташ (НН+П)	Від 0 до - 2	1,5 + 1,5	25	60	80
	„ - 3 „ - 5	2,5 + 2,5	20	55	75
	„ - 6 „ - 15	5 + 5	15	40	60
	„ - 19 „ - 30	6 + 6	5	35	45
Комплекси а домішка (КНМ)	Від 0 до - 2	2 – 3	15	50	70
	„ - 3 .. - 5	4 – 5	10	30	50
	„ - 6 .. - 20	8 - 10	3	20	30

Марки розчинів з протиморозними домішкамизначають:

- рівними проектним (літнім) маркам розчинів, якщо кам'яна кладка буде виконуватися при середньодобовій температурі не нижче мінус 20° С;
- на одну марку вище проектних, якщо кам'яна кладка буде виконуватися при середньодобовій температурі нижче мінус 20° С.



Для зведення кам'яних будівель в зимовий час повинен бути розроблений проект виконання робіт з дотриманням вимог відповідних нормативних документів.

ПРАКТИКУМ

Приклади характерних задач

Приклад 4.1. Перевірити міцність простінка, зведеного із шлакобетонних пустотілих каменів марки 35 на розчині марки 25 і облицьованого цеглою марки 100 (рис. 4.11). Висота поверху складає $H = 3,6$ м. На простінок діє поздовжня розрахункова сила $N = 320$ кН з ексцентриситетом в бік облицювання відносно геометричної вісі простінка $e_0 = 14$ см.

Рішення. 1. Згідно з табл. А.1 розрахунковий опір матеріалів кладки складає: із шлакобетонних блоків - $R_b = 0,8$ МПа ; із цегляної кладки - $R_{bf} = 1,3$ МПа.

2. Визначимо геометричні характеристики поперечного перерізу простінка: площа цегляного облицювання $A_{bf} = 12 \times 120 = 1440$ см² = 0,144 м², площа із шлакобетонних каменів - $A_b = (52 - 12) \times 120 = 4880$ см² = 0,488 м²: приведена ширина цегляного облицювання до ширини кладки із шлакобетонних блоків за формулою (4.14)

$$b_{b,red} = b_b \frac{m_{bf} R_{bf}}{m_b R_b} = 120 \frac{1,0 \times 1,3}{0,9 \times 0,8} = 216,7 \text{ см},$$

де $m_b = 0,9$ і $m_{bf} = 1,0$ згідно з табл. 4.4;

віддаль від внутрішньої грані перерізу до центра ваги приведенного перерізу

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{216,7 \times 12 \times (50 - 0,5 \times 12) + 40 \times 120 \times 0,5 \times 40}{216,7 \times 12 + 40 \times 120} = 29,1 \text{ см},$$

де $A_{red} = 7400,4$ см² – площа приведенного поперечного перерізу;

$S_{red} = 215618,4$ см³ – статичний момент приведенного перерізу

відносно внутрішньої грані перерізу;

ексцентриситет прикладання зовнішнього навантаження відносно центра ваги приведенного перерізу

$$e_{0red} = 14 - 3,1 = 10,9 \text{ см}.$$

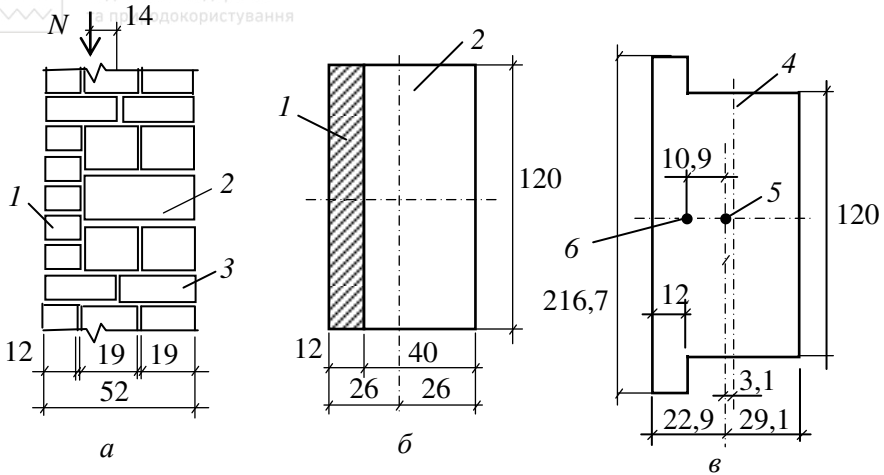


Рис. 4.11. До прикладу розрахунку двохшарового простінка:

a – вертикальний розріз; *б* – поперечний переріз; *в* – переріз, приведений до кладки із шлакобетонних каменів; 1 – цегляне облицювання; 2 – кладка із шлакобетонних блоків; 3 – в’язевий ряд із цегли; 4 – геометрична вісь; 5 – центр ваги приведенного перерізу; 6 – точка прикладання зовнішнього навантаження

Площу стиснутої ділянки приведенного перерізу A_c визначимо за умови, що її центр ваги співпадає з точкою прикладання зовнішньої сили, а статичний момент S_c відносно осі, яка проходить через центр ваги стиснутої ділянки дорівнює нулю. Позначимо віддалі від внутрішньої грані облицювання до межі стиснутої ділянки вкладці із шлакобетону через z , тоді

$$S_c = 216,7 \times 12 \times 0,5 \times 12 - 120 \times 0,5 \times z^2 = 0,$$

відкіля $z = 16,1$ см.

Площа стиснутої ділянки приведенного поперечного перерізу дорівнює

$$A_c = 216,7 \times 12 + 120 \times 16,1 = 4532,4 \text{ см}^2 = 0,453 \text{ м}^2,$$

а її висота - $h_c = 12 + 16,1 = 26,1$ см.

3. Коефіцієнт поздовжнього згину φ_1 визначимо за формулою (2.10). Приймаємо, що опорами для простінка є шарнірно нерухомі перекриття, тому розрахункова довжина дорівнює $l_0 = H = 3,6$ м. Гнучкість усього перерізу простінка λ і стиснутої ділянки площі перерізу λ_c відповідно рівні

$$\lambda = 360/52 = 6,92; \quad \lambda_c = 360/26,1 = 13,8.$$

Приведена пружна характеристику кладки складає $\alpha_{red} = 1000$, оскільки вона має таке значення для цегляної кладки і кладки із шлакобетонних блоків (табл. 1.3). За таких даних коефіцієнт поздовжнього згину всього перерізу складає $\varphi = 0,94$, а стиснутої ділянки $\varphi_c = 0,78$. Коефіцієнт $\varphi_1 = (0,94 + 0,78)/2 = 0,86$.

Оскільки $h = 52 \text{ см} > 30 \text{ см}$, коефіцієнт $m_g = 1,0$. Коефіцієнт ω згідно табл. 2.3 приймаємо рівним $\omega = 1 + 10,9/(2 \times 22,9) = 1,24 < 1,45$.

4. Несучу здатність простінка визначимо за формулою (2.8)

$$N_c = 1,0 \times 0,86 \times 0,8 \times 10^6 \times 0,453 \times 1,24 = 386463 \text{ Н} = 386,5 \text{ кН.}$$

Оскільки $N_c = 386,5 \text{ кН} > N = 320 \text{ кН}$, міцність простінка із шлакобетонних блоків з облицюванням цеглою забезпечена.

Приклад 4.2. Розрахувати анкерування стін, що зводяться із глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 25, до перекриття із пустотних плит шириною 1,2 м і прольотом в осях 6 м. Висота поверху складає $H = 2,8 \text{ м}$, товщина стіни $h = 51 \text{ см}$ (рис. 4.12). Анкери встановлюються через 3,6 м. На стіну на довжині, рівній віддалі між анкерами, діє поздовжня сила $N = 2800 \text{ кН}$ і згинальний момент $M = 12,6 \text{ кНм}$.

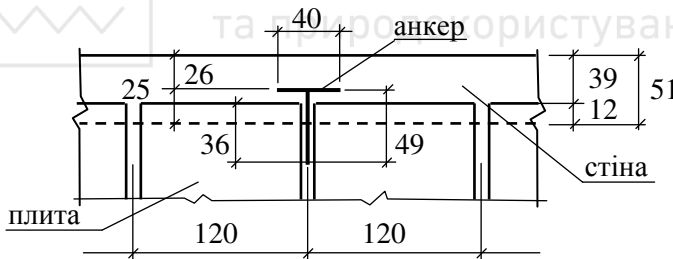


Рис. 4.12. Схема анкерування стіни до перекриття зі збірних залізобетонних плит

Рішення. 1. Анкери приймаємо із стержнів класу А400С. довжиною, що вкладається вдовж стіни в горизонтальні шви $b = 40 \text{ см}$.

2. За формулою (4.26) визначаємо зусилля в анкері

$$N_s = \frac{M}{N} + 0,01N = \frac{12,6}{2,8} + 0,01 \cdot 2,8 = 32,5 \text{ кН.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу анкера



$$A_s = \frac{N_s}{R_s} = \frac{325 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6} = 0,000089 \text{ м}^2 = 0,89 \text{ см}^2,$$

де $R_s = 365$ МПа – за нормами проектування залізобетонних конструкцій.

Приймаємо стержні діаметром 12 мм, $A_s = 1,13 \text{ см}^2 > 0,50 \text{ см}^2$.

Довжину анкера між плитами приймаємо рівною

$$c = 30d = 30 \times 1,2 = 36 \text{ см}.$$

3. Перевіряємо міцність кладки на зрізання за формулою ($N_s \leq 2 \times 0,25 \times 0,25 + 0,4 \times 0,11 \cdot 10^6 + 0,8 \times 1,0 \times 0,7 \times 1,53 \times 10^6$) = 314210 Н = 314,2 кН > 32,5 кН,

де $R_{sq} = 0,1$ МПа; $n = 1,0$; $\mu = 0,7$;

$$\sigma_0 = \frac{N}{h \cdot l} = \frac{2800000}{0,51 \cdot 3,6} = 1525054 \text{ Н / м}^2 = 1,53 \text{ МПа};$$

$l = 3,6$ м - віддал між анкерами.

Прийняте анкерування задовольняє нормативним вимогам.

Приклад 4.3. Перевірити міцність простінка на місцеве зминання в стадії експлуатації при обпиранні на нього балки прольотом 12 м. Простінок зведений з глиняної цегли пластичного формування марки 100 на розчині марки 25 і має тавровий переріз (рис. 4.13). Балка виготовлена з бетону класу В20. Опорна реакція складає $Q = 210$ кН, ширина балки $b = 40$ см, довжина опирання на простінок $a_1 = 25$ см. На балку діє рівномірно розподілене навантаження $q = 35$ кН/м.

Рішення. 1. Визначаємо корисну довжину опирання балки

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot Q}{c \cdot b \cdot \text{tg} \alpha}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 210000}{325 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,0054}} = 0,77 \text{ м},$$

де $c = \frac{50R_u}{b} = \frac{50 \cdot 2,6 \cdot 10^6}{0,4} = 325 \text{ МПа};$

$R_u = 2R = 2 \cdot 1,3 = 2,6$ МПа ($R = 1,3$ МПа по табл. А.1)

$$\text{tg} \alpha = \frac{ql^3}{24E_b I} = \frac{35000 \cdot 12^3}{24 \cdot 27000 \cdot 0,0171} = 0,0540,$$



$E_b = 27000 \text{ МПа}$ - початковий модуль пружності бетону згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій [13];

$$I = \frac{0,4 \cdot 0,8^3}{12} = 0,0171 \text{ м}^4 \text{ - момент інерції балки.}$$

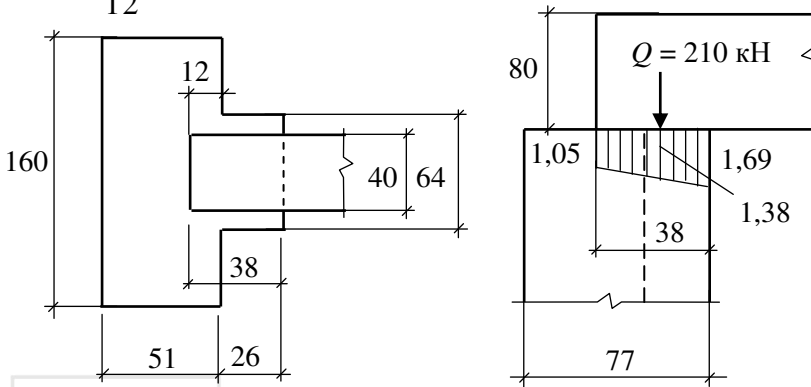


Рис. 4.13. До прикладу розрахунку опирання балки на простінок

2. Оскільки $a_1 = 38 \text{ см} < a_0 = 77 \text{ см}$, приймаємо епюри напружень в кладці простінка у вигляді трапеції з ординатами

$$\sigma_0 = \frac{Q}{a_1 \cdot b} = \frac{210000}{0,38 \cdot 0,4} = 13815 \text{ кН/м}^2 = 1,38 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{c \cdot a_1}{2} \text{tg} \alpha = 1,38 + \frac{325 \cdot 0,38}{2} \cdot 0,0054 = 1,69 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{c \cdot a_1}{2} \text{tg} \alpha = 1,38 - \frac{325 \cdot 0,38}{2} \cdot 0,0054 = 1,05 \text{ МПа}.$$

3. Перевіряємо умову (4.25)

$$\sigma_{\max} \leq 0,8 \xi R_u = 0,8 \cdot 1,217 \cdot 2,6 = 2,53 > 1,69,$$

де $\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{0,274}{0,152}} = \sqrt[3]{1,803} = 1,217 < \xi_1 = 2$ (табл. 2.2.);

$$A_c = b \cdot a_1 = 0,4 \cdot 0,38 = 0,152 \text{ м}^2 \text{ (див. рис. 2.4.);}$$

$$A = A_c + 2h \cdot d = 0,152 + 2 \cdot 0,51 \cdot 0,12 = 0,274 \text{ м}^2.$$

Умова (4.25) виконується, тобто площа опирання балки на простінок достатня.



4. Перевіряємо міцність простінка на місцевий стиск за формулою (2.5)

$$N_c = \psi d R_c A_c = 0,812 \cdot 1,095 \cdot 1,58 \cdot 10^6 \cdot 0,152 = 21563 \text{ Н} = \\ = 215 \text{ кН} > Q = 210 \text{ кН},$$

$$\text{де } \psi = \frac{\sigma_0 \cdot a_1}{\sigma_{\max} \cdot a_1} = \frac{1,38 \cdot 0,38}{1,69 \cdot 0,38} = 0,812 - \text{коєфіцієнт повноти епюри};$$

$$d = 1,5 - 0,5\psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,812 = 1,095;$$

$$R_c = \xi R = 1,217 \cdot 1,3 = 1,58 \text{ МПа};$$

$$A_c = 0,152 \text{ м}^2.$$

Оскільки $N_c > Q$, міцність простінка на місцеве зминання забезпечена.

Приклади задач підвищеної складності

Приклад 4.4. Перевірити несучу здатність стіни підвалу цегляного будинку. Стіна висотою $H_1 = 2,8$ м виконана із крупних порожнистих бетонних блоків товщиною $h = 40$ см і висотою 58 см, які виготовлені із важкого бетону марки 100, на розчині марки 50. Порожнистість блоків по площині середнього горизонтального перерізу 25, а за об'ємом $v = 15\%$. Розрахункова висота стіни підвалу від рівня бетонної підлоги до нижньої поверхні перекриття $H = 2,65$ м (рис. 4.14). Граничне навантаження на 1 м довжини стіни підвалу від цегляної стіни першого поверху товщиною 51 см складає $N = 250$ кН. Стіна першого поверху розташована з ексцентриситетом відносно осі стіни підвалу $e_1 = 5,5$ см. Граничне постійне навантаження на 1 м стіни підвалу від перекриття, що на неї опирається, складає $N_2 = 25$ кН і прикладене з ексцентриситетом $e_2 = 16$ см. Об'ємна вага ґрунту в насипному стані - $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$. Розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту $\varphi = 38^\circ$. Характеристичне значення тимчасового розподіленого навантаження на поверхні ґрунту складає $p_n = 10 \text{ кН/м}^2$.

Рішення. 1. Визначаємо висоту еквівалентного приведенного шару ґрунту за формулою (4.39)

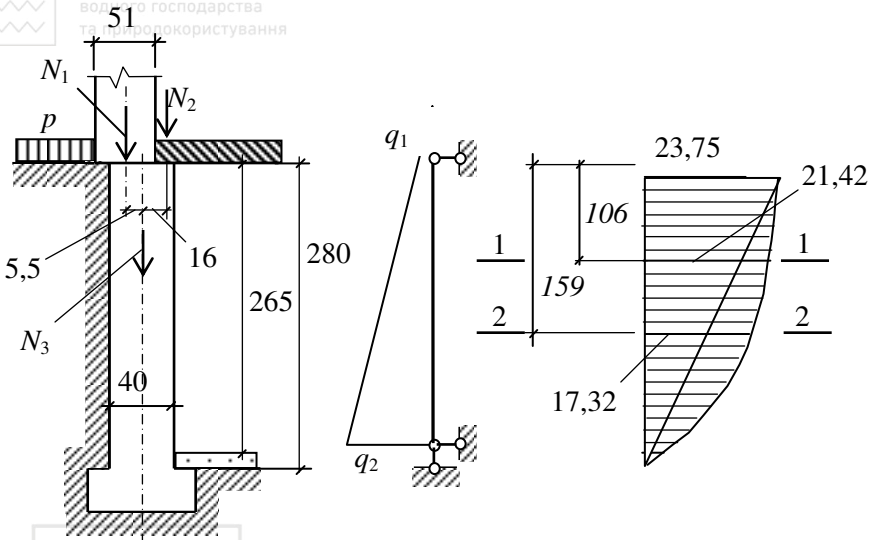


Рис. 4.13. Схема навантажень на стіну підвалу та епюра моментів (розміри подані в см, значення моментів – в кН×м)

$$H_{red} = \frac{p_n}{\gamma} = \frac{10}{16} = 0,625 \text{ м.}$$

2. Визначаємо верхню і нижню ординати епюри бокового тиску ґрунту на 1м стіни підвалу за формулами (4.40) і (4.41)

$$q_1 = 1,2 \cdot 16 \cdot 0,625 \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{38}{2} \right) = 2,86 \text{ кН/м;}$$

$$q_2 = 1,2 \cdot 16 \cdot (0,625 + 2,65) \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{38}{2} \right) = 14,97 \text{ кН/м.}$$

(коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження і об'ємної ваги ґрунту прийняті $n_1 = n_2 = 1,2$).

3. Згинальні моменти від тиску ґрунту визначаємо в двох перерізах стіни підвалу: в перерізі 1-1, розташованому на віддалі $x_1 = 0,4H = 0,4 \cdot 2,65 = 1,06 \text{ м}$ від верху стіни, і в перерізі 2-2 - на віддалі $x_2 = 0,6H = 0,6 \cdot 2,65 = 1,59 \text{ м}$, в якому величина згинального моменту від тиску ґрунту має найбільше значення.



За формулою (4.42) в перерізі 1 – 1 згинальний момент від тиску ґрунту при $H_1 = H$ рівний

$$M_{q \leftarrow 1} = \frac{1}{6} \left\{ H \left(q_1 + q_2 \right) x_1 - \left[3q_1 + \left(q_2 - q_1 \right) \frac{x_1}{H} \right] x_1^2 \right\} =$$

$$= \frac{1}{6} \left\{ 2,65 \cdot \left(2,86 + 14,97 \right) \cdot 1,06 - \left[3 \cdot 2,86 + \left(4,97 - 2,86 \right) \frac{1,06}{2,65} \right] 1,06^2 \right\} =$$

$$= 7,17 \text{ кН} \times \text{м},$$

а за формулою (4.43) в перерізі 2 – 2 при $x_2 = 1,59 \text{ м}$

$$M_{q \leftarrow 2} = 0,056q_1 + 0,064q_2 \cdot H^2 = 0,056 \cdot 2,86 + 0,064 \cdot 14,97 \cdot$$

$$\times 2,65^2 = 7,85 \text{ кН} \times \text{м}.$$

4. Згинальні моменти від вертикальних навантажень в перерізі, визначаємо з урахування випадкового ексцентриситету $e = 4 \text{ см}$, оскільки товщина стіни підвалу менша, ніж стіни першого поверху.

Максимальне значення згинального моменту від сили N_1

$$M_1 = N_1 \left(e_1 + e \right) = 250 \left(0,055 + 0,04 \right) = 23,75 \text{ кН} \times \text{м}$$

а від сили N_2 -

$$M_2 = N_2 \left(e_2 + e \right) = 25 \left(0,160 + 0,04 \right) = 4,1 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Момент M_2 має протилежний знак, ніж моменти M_q і M_1 , а його значення порівняно з M_1 , не велике, а тому в розрахунках в запас міцності його не будемо враховувати.

5. Сумарні розрахункові моменти в стіні:

при $x_1 = 0,4H = 0,4 \cdot 2,65 = 1,06 \text{ м}$ -

$$M_{1-1} = M_{q \leftarrow 1} + \frac{M_1 \left(H - x_1 \right)}{H} = 7,17 + \frac{23,75 \cdot \left(2,65 - 1,06 \right)}{2,65} =$$

$$= 21,42 \text{ кН} \times \text{м};$$

при $x_2 = 0,6H = 0,6 \cdot 2,65 = 1,59 \text{ м}$ -

$$M_{2-2} = M_{q \leftarrow 2} + \frac{M_1 \left(H - x_2 \right)}{H} = 7,85 + \frac{23,75 \cdot \left(2,65 - 1,59 \right)}{2,65} =$$

$$= 17,35 \text{ кН} \times \text{м}.$$



6. Перевірку міцності стіни підвалу виконуємо в перерізі 1 –

1 оскільки $M_{1-1} > M_{2-2}$.

Поздовжня сила в перерізі 1 – 1 з урахуванням власної ваги стіни підвалу, розташованої вище перерізу, складає

$$\begin{aligned} N_{1-1} &= N_1 + N_2 + h \cdot x_1 \cdot \gamma_b \cdot (-v) \cdot \gamma_f = \\ &= 250 + 25 + 0,4 \cdot 1,06 \cdot 24 \cdot (-0,15) \cdot 1,1 = 284,5 \text{ кН.} \end{aligned}$$

де $\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$ - об'ємна вага блоків;

$v = 0,15$ - порожнистість блоків;

$\gamma_f = 1,1$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для власної ваги

стіни.

Ексцентриситет дії поздовжньої сили

$$e_0 = \frac{M_{1-1}}{N_{1-1}} = \frac{21,42}{284,5} = 0,075 \text{ м.}$$

7. Розрахункову несучу здатність стіни підвалу визначаємо за формулою (2.8)

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega,$$

попередньо знайшовши значення величин, які в неї входять.

Пружна характеристика кладки із крупних порожнистих блоків при відношенні

$$\frac{l_0}{h} = \frac{H}{l} = \frac{265}{40} = 6,6$$

по табл. 1.3. складає $\alpha = 1500$.

Коефіцієнт поздовжнього згину всієї стіни за табл. 2.1. $\varphi = 0,97$.

Висота стиснутої ділянки поперечного перерізу

$$h_0 = h - 2e_0 = 0,4 - 2 \cdot 0,075 = 0,25 \text{ м.}$$

Гнучкість стиснутої ділянки перерізу λ_{hc}

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{2,65}{0,25} = 12,6,$$

за якої коефіцієнт $\varphi_c = 0,91$.

Коефіцієнт поздовжнього згину φ_l за формулою (2.10)



$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,97 + 0,91}{2} = 0,94.$$

Площа стиснутої ділянки стіни підвалу за формулою (2.9)

$$A_c = A \left(1 - \frac{2l_0}{h}\right) = 0,4 \cdot 1,0 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,075}{0,4}\right) = 0,25 \text{ м}^2.$$

Значення коефіцієнта ω згідно з табл. 2.3 складає

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,075}{0,40} = 1,19 < 1,45.$$

Розрахунковий опір кладки із пружних порожнистих блоків, виготовлених з бетону марки 100 на розчині марки 50 і порожнистості блоків по середньому горизонтальному перерізі 25%, приймається по табл. А.2 з коефіцієнтом 0,5

$$R = 0,5 \cdot 2,7 = 1,35 \text{ МПа.}$$

Розрахункова несуча здатність стіни підвалу

$$N_{cc} = 1,0 \cdot 0,94 \cdot 1,35 \cdot 10^6 \cdot 0,25 \cdot 1,19 = 3775275 \text{ Н} = \\ = 377 \text{ кН} > N_{1-1} = 284,5 \text{ кН.}$$

Міцність стіни підвалу забезпечена.

Приклад 4.5. Перевірити міцність зовнішньої висячої стіни товщиною $h = 0,51$ м п'ятиповерхового цегляного житлового будинку, що спирається на залізобетонні однопротітні рандбалки. Стіна зведена з силікатної цегли марки 100 на розчині марки 50. Рандбалка виготовлена з бетону класу В25 висотою $h_b = 0,45$ м і шириною $b_b = 0,50$ м. Довжина рандбалок, укладених на обрізи залізобетонних фундаментів, складає $l = 5,85$ м. Висота поверху - 2,7 м. В стіні над рандбалкою є два ряди симетрично розташованих віконних прорізів шириною 1,5 м. Відстань від прорізів до осей фундаментів - 0,85 м. Ширина між віконного простінка $b_l = 1,2$ м, відстань між осями прорізів $b = 2,7$ м (рис. 4.14). Опорна реакція рандбалки з урахуванням розрахункових граничних навантажень, що передаються на несучу висячу стіну за вирахуванням навантаження від її власної ваги, рівна $N = 505$ кН.

Рішення. 1. Навантаження, що приходиться на міжвіконний простінок з урахуванням понижуючого коефіцієнта 0,3 рівне:

$$N_1 = (0,3 \times 2Nb) / l = (0,3 \times 2 \times 505 \times 2,7) / 5,9 = 138,7 \text{ кН.}$$

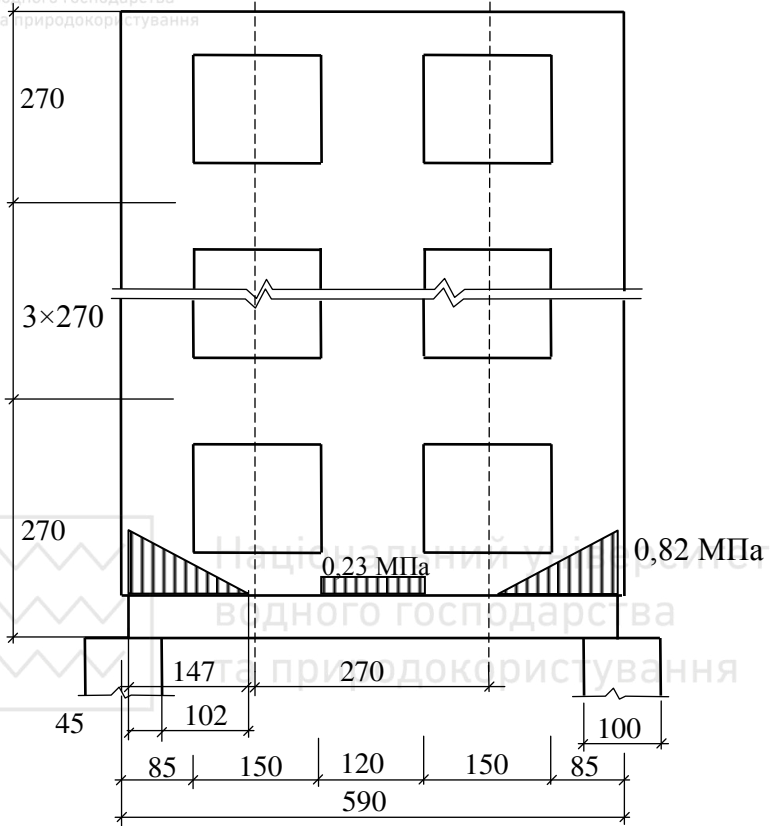


Рис. 4.14. Стіна житлового будинку, що опирається на рандбалки
(до прикладу 4.5)

Напруження в міжвіконному простінку становить

$$\sigma = \frac{N_1}{b_1 b_b} = \frac{1387}{1,2 \times 0,50} = 231 \text{ кПа} = 0,23 \text{ МПа}.$$

2. Розрахунковий опір стисканню кладки із силікатної цегли марки 100 на розчині 50 згідно з табл. А.1 складає $R = 1,5 \text{ МПа}$, а пружна характеристика за табл. 1.3 – $\alpha = 750$. Гранична міцність кладки $R_u = 2R = 2 \times 1,5 = 3,0 \text{ МПа}$. Модуль пружності кладки за формулою (1.11) складає $E = 0,5E_0 = 0,5\alpha R_u = 0,5 \times 700 \times 3,0 = 1050 \text{ МПа}$.



3. Висоту пояса кладки, еквівалентного за жорсткістю жорсткості рандбалки, визначаємо за формулою (4.36)

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{0,85E_b I_{red}}{Eh}} = 2\sqrt[3]{\frac{0,85 \times 30000 \times 10^6 \times 0,0038}{1050 \times 10^6 \times 0,51}} = 1,13 \text{ м.}$$

4. Довжина ділянки розподілу тиску від граней опори рівна $s_1 = 0,9H_0 = 0,9 \times 1,13 = 1,02 \text{ м}$. Довжина опорної ділянки рандбалки $a_1 = 45 \text{ см}$. Основа епюри розподілу тиску над опорою рандбалок рівна: $l_c = a_1 + s_1 = 1,02 + 0,45 = 1,47 \text{ м}$ Площа змінання: $A_c = 0,735 \text{ м}^2$.

Найбільша напруження над опорою рандбалки

$$\sigma_c = \frac{2N - N_1}{(a_1 + s_1)b_b} = \frac{2 \times 505 - 1387}{0,45 + 1,02 \times 0,5} = 821 \text{ кПа} = 0,82 \text{ МПа} < 0,8R_u = 0,8 \times 3,0 = 2,4 \text{ МПа.}$$

5. Унаслідок наявності отворів в прольоті розрахункова площа при місцевому стисненні рівна площі змінання, а тому $R_c = R = 1,5 \text{ МПа}$.

Розрахункову несучу здатність N_{cc} кладки над опорою рандбалки визначаємо за формулою

$$R_{cc} \leq \psi d R_c A_c = 0,5 \times 1,25 \times 1,5 \times 0,735 = 0,689 \text{ МН} = 689 \text{ кН} > N = 505 \text{ кН,}$$

де $\psi = 0,5$ (трикутна епюра тиску),

$$d = 1,5 - 0,5\psi = 1,5 - 0,5 \times 0,5 = 1,25.$$

Оскільки напруження в міжвіконному простінку $\sigma = 0,23 \text{ МПа} < R = 1,5 \text{ МПа}$, максимальні напруження в кладці над опорою рандбалки $\sigma_c = 0,82 \text{ МПа} < 0,8R_u = 2,4 \text{ МПа}$, а несуча здатність стіни на місцеве змінання $N_{cc} = 689 \text{ кН} > N = 505 \text{ кН}$, несуча здатність висячої стіни в цілому забезпечена.

Приклад 4.6. Визначити розрахункові граничні згинальні моменти і поздовжні сили в перерізах зовнішніх стін одно пролітного цеху (рис. 4.15) і перевірити їх міцність. Стіни зводяться з глиняної цегли пластичного формування марки 75 на розчині марки 25 і мають товщину 38 см з пілястрами перетином $64 \times 77 \text{ см}$, які розташовані через 6 м. На пілястри опираються залізобетонні прогони покриття, на які вкладаються залізобетонні плити покриття з покривом. Кут нахилу покрівлі $\alpha = 6^\circ$. Будівля зводиться в м.

Остріг Рівненської області, довжина будівлі $b = 32$ м. Термін експлуатації будівлі – $T_{ef} = 60$ років.

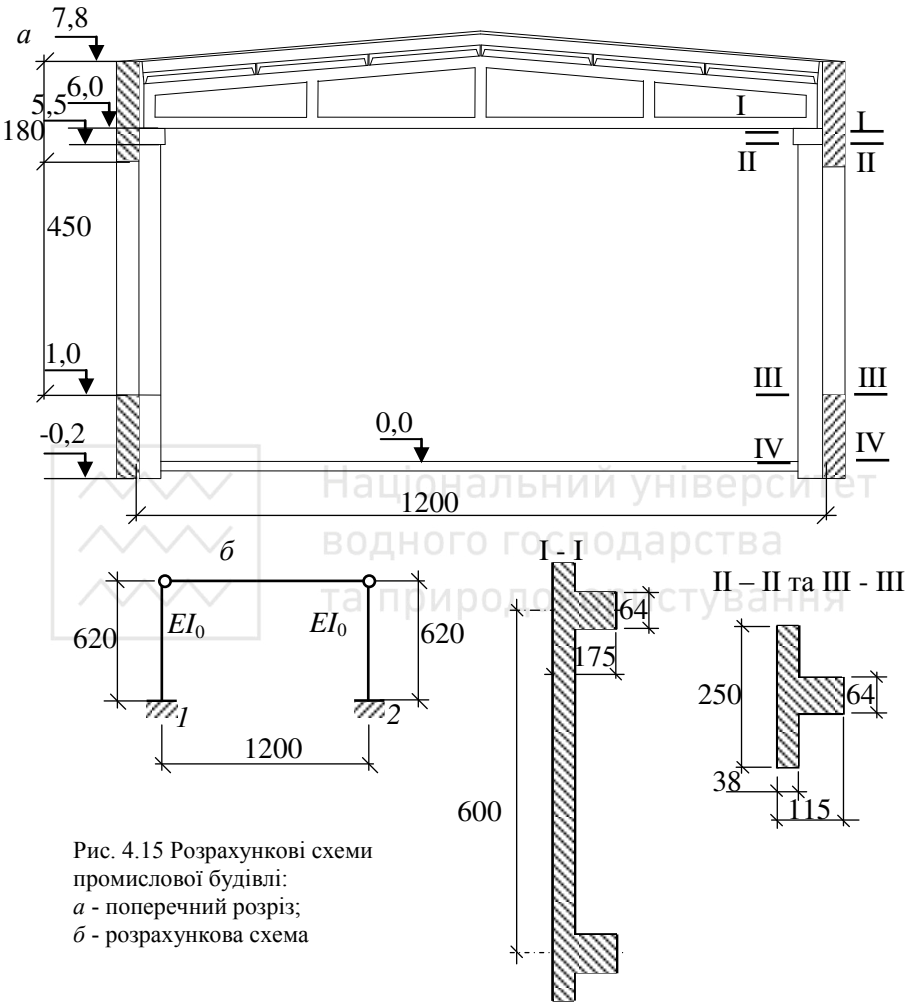


Рис. 4.15 Розрахункові схеми промислової будівлі:
 а - поперечний розріз;
 б - розрахункова схема

Рішення. 1. Виділяємо для розрахунку частину цеху між осями суміжних віконних прорізів і розглядаємо стіни як стійки рам, зароблені в ґрунт, а прогони покриття - як ригелі, що шарнірно



з'єднані з стояками. Навантаження, які діють на стіни визначаємо згідно з ДБН В.1.2-2:2006. Стіни будемо розраховувати на дію розрахункових постійних і тимчасових граничних навантажень.

2. *Розрахункові постійні граничні навантаження.* Навантаження від стін визначаємо, виходячи з об'ємної ваги кладки $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$ і коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1$. Розрахункове граничне навантаження від об'ємної ваги кладки буде $18 \times 1,1 = 19,8 \text{ кН/м}^3$.

Навантаження на стіну від покриття складається з ваги прогону, залізобетонних плит і покриву. Характеристичні навантаження від прогону і плит приймаємо 2 кН/м^2 , а від утеплювача, стяжки і руберойдового покриву – $0,95 \text{ кН/м}^2$. Коефіцієнти надійності за навантаженням для залізобетонних конструкцій приймаємо $\gamma_{fm} = 1,1$, для утеплювача і елементів покриву $\gamma_{fm} = 1,2$. Граничне постійне навантаження від 1 м^2 покриття складає

$$p_g = 2 \times 1,1 + 0,95 \times 1,2 = 3,35 \text{ кН/м}^2.$$

3. *Змінні розрахункові граничні навантаження.* Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюємо за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,04 \times 1,32 \times 1,0 = 1,37 \text{ кПа (кН/м}^2\text{)}.$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ при середньому періоді повторюваності $T = T_{ef}$;

$S_0 = 1,32 \text{ кПа}$ (згідно з ДБН В.1.2-2:2006);

$C = \mu C_c C_{alt} = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0$;

$\mu = 1,0$ при $\alpha < 20^\circ$;

$C_c = 1,0$;

$C_{alt} = 1,0$ (будівля розташована на висоті над рівнем моря меншою, ніж $0,5 \text{ км}$).

Розрахункове граничне вітрове навантаження визначимо за формулою (ДБН В.1.2-2:2006)

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де $\gamma_{fm} = 1,035$ при $T = T_{ef}$;

$W_0 = 0,52 \text{ кПа}$ (згідно з ДБН В.1.2-2:2006);

$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$

де $C_{aer} = C_e = +0,8$

$C_{aer} = C_{e3} = -0,53$ (при $b/l = 32/12 = 2,7$ і $h/l = 7,8/12 = 0,65$)

$C_h = 1,68$ (приміські промислові зони);

$C_{alt} = 1,0$; $C_{rel} = 1,0$; $C_{dir} = 1,0$;



$C_d = 1,0$ (висота будівлі менша 10 м).

Значення коефіцієнту C з боку дії вітру

$$C = 0,8 \times 1,68 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,344;$$

з боку, протилежного дії вітру

$$C_3 = -0,53 \times 1,68 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = -0,89.$$

Вітрове навантаження, прикладене нормально до поверхні стіни з боку дії вітру (навітряного боку)

$$W_m = 1,035 \times 0,52 \times 1,344 = 0,723 \text{ кН/м}^2;$$

з протилежного боку від напрямку дії вітру (підвітряного боку)

$$W_{m3} = 1,035 \times 0,52 \times (-0,89) = -0,479 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункові граничні навантаження на зовнішню стіну, віддалі від точки їхнього прикладання до зовнішньої грані стіни та ексцентриситети наведені в табл. 4.10. Останні визначені відносно осі стіни, яка проходить через центр ваги перерізу III – III, оскільки він прийнятий при визначенні зусиль в стіні за розрахунковий. Ексцентриситети, які спрямовані до ребра мають додатній, а спрямовані до полиці перерізу – від’ємний знак.

4. *Розрахункові параметри перерізів.* При статичному розрахунку приймаємо, що стіна по всій своїй висоті має один і той же переріз III – III. Площа перерізу A

$$A = 250 \times 38 + 64 \times 77 = 14428 \text{ см}^2 = 1,443 \text{ м}^2.$$

Статичний момент перерізу відносно грані полиці таврового перерізу

$$S = 64 \times 115 \times 57,5 + (250 - 64) \times 38 \times 19 = 557492 \text{ см}^3 = 0,558 \text{ м}^3.$$

Відстань від центру ваги перерізу до краю полиці

$$z_0 = \frac{S}{A} = \frac{557492}{14428} = 38,6 \text{ см}^2 = 0,386 \text{ м}.$$

Момент інерції відносно центру ваги перерізу

$$I_0 = \frac{64 \times 115^3}{12} + 64 \times 115 \times (7,5 - 38,6)^2 + \frac{(250 - 64) \times 38^3}{12} + (250 - 64) \times 38 \times (8,6 - 19)^2 = 14306158 \text{ м}^4 = 0,143 \text{ м}^4.$$

Радіус інерції таврового перерізу

$$r = \sqrt{\frac{I_0}{A}} = \sqrt{\frac{14306158}{14428}} = 31,5 \text{ см} = 0,315 \text{ м}.$$



Розрахункові граничні навантаження та їхні ексцентриситети
в перерізах стін (стояків)

Навантаження	Величина навантаження, кН	Відстань від точки прикладання навантаження до грані стіни, см	Ексцентриситет e , см
<i>Постійні від:</i> парапету (переріз I – I), $Q_1 = 0,38 \times 1,8 \times 6 \times 19,8$ кладки стіни між відмітками 5,5 і 6 м (переріз II – II), $Q_2 = (0,38 \times 6 + 0,64^2) \times 0,5 \times 19,8$	81,3 26,6	19 26,7	-19,6 -11,9
кладки простінка між відмітками 1 і 5,5 м (переріз III – III), $Q_3 = (0,38 \times 2,5 + 0,64^2) \times 4,5 \times 19,8$	121,1	34,5	0
кладка між відмітками -0,2 і 1 м (переріз IV-IV) $Q_4 =$ $= (0,38 \times 2,5 + 0,64^2) \times 1,2 \times 19,8$	25,1 120,6	34,5 64,5	0 +25,9
Покриття $Q_5 = 6 \times 6 \times 3,35$	49,3	64,5	+25,9
<i>Тимчасові від:</i> снігу $P = 6 \times 6 \times 1,37$ вітру, діючого на парапет і покриття і прикладеного в перерізі I – I	12,1	-	-
$W_{m1} = 0,723 \times 6 \times 2,8$	8,0	-	-
$W_{m2} = 0,479 \times 6 \times 2,8$ рівномірно розподілене навантаження від вітру на 1 м висоти стіни:	-	-	-
з навітряного боку $W_{ma} = 0,723 \times 6 = 4,3$ кН/м	-	-	-
з підвітряного боку $W_{mp} = 0,479 \times 6 = 2,9$ кН/м	-	-	-



Коефіцієнт μ визначаємо за формулою (4.11). Оскільки жорсткість стін і їхня висота однакові, то $\mu = 1,0$.

5. *Визначення зусиль у верхніх опорах стояків.* Зусилля, які спрямовані зліва направо, а моменти – по годинникові стрілки, приймаємо з додатнім, а які спрямовані в протилежний бік – з від’ємним знаком.

За даними табл. 4.4 визначаємо опорні реакції B у верхніх опорах стояків (простінків), вважаючи їх шарнірними і нерухомими.

Навантаження від покриття прикладене в перерізі I – I і викликає додатній момент, рівний

$$M_5 = Q_{5e} = 120,6 \times 0,259 = 31,2 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Опорні реакції від навантаження згинальним моментом M_5 в стояках 1 і 2 відповідно рівні

$$B_1 = -\frac{3M_5}{2H} = -\frac{3 \times 31,2}{2 \times 6,2} = -7,55 \text{ кН};$$

$$B_2 = \frac{3M_5}{2H} = \frac{3 \times 31,2}{2 \times 6,2} = 7,55 \text{ кН.}$$

Зусилля в стояках від снігового навантаження будуть пропорційні відношенню $P/Q_5 = 49,3/120,6 = 0,409$. Моменти і поздовжні сили від дії снігового навантаження в перерізах стіни будемо визначати шляхом множення значень моментів і поздовжніх сил від покриття на коефіцієнт $k = 0,409$.

Визначаємо опорну реакцію від дії вітру на стіну 1 з навітряного боку:

від дії вітру на парапет і покрівлю

$$B_1 = -W_{m1} = -12,1 \text{ кН};$$

від навантаження на ділянці від поверхні землі до опори балки

$$B_1 = -\frac{3W_{ma}H}{8} = -\frac{3 \times 4,3 \times 6,2}{8} = -9,99 \text{ кН.}$$

Повна реакція B_1 від вітрового навантаження для стіни 1 складас

$$B_1 = -12,1 - 9,99 = -22,09 \text{ кН.}$$

Визначаємо опорну реакцію від вітрового навантаження, яке діє на стіну 2 з підвітряного боку:

від дії вітру на парапет і покрівлю

$$B_2 = -W_{m2} = -8,0 \text{ кН};$$

від навантаження на ділянці від поверхні землі до опори балки



$$B_2 = -\frac{3W_{np}H}{8} = -\frac{3 \times 2,9 \times 6,2}{8} = -6,74 \text{ кН.}$$

Повна реакція B_2 від вітрового навантаження для стіни 2 складає
 $B_2 = -8,0 - 6,74 = -14,74 \text{ кН.}$

За знайденими реакціями B за формулою (4.10) визначимо реакції на пружних опорах стін з урахуванням часткового їхнього переміщення під навантаженням, попередньо прийнявши такі позначення;

X_{ii} – пружна реакція на опорі стояка (стіни) i від навантаження, яке діє на цей же стояк;

X_{ij} – пружна реакція на опорі стояка від навантаження, яке діє на інший стояк j .

Знайдемо значення X від різних навантажень.

Зусилля в ригелі від ваги покриття на стояк 1

$$X_{11} = \frac{B_1}{1 + \mu} = -\frac{7,55}{1 + 1} = -3,775 \text{ кН.}$$

Зусилля X_{11} виникає в ригелі і передається на стояк 1 (рис. 4.16а). Стояк в свою чергу чинить тиск з цією ж силою, але з протилежним їй знаком на ригель, а через нього на стояк 2 рами пропорційно їхнім жорсткостям. Оскільки жорсткості стояків 1 і 2 однакові, то зусилля X_{11} повністю передається на стояк 2, при цьому $X_{11} = X_{21}$. На рис. 4.16а сила X_{21} має направлення, протилежне направленню сили X_{11} .

Аналогічно визначаємо зусилля X від навантаження на стояк 2

$$X_{22} = \frac{B_2}{1 + \mu} = \frac{7,55}{1 + 1} = 3,775 \text{ кН.}$$

Направлення сили X_{22} додатне, тобто, діє зліва направо (див. рис. 4.16а). Одночасно виникає і зусилля $X_{12} = -X_{22} = -3,775 \text{ кН.}$

Сумарне зусилля в ригелі

$$X_1 = X_{11} + X_{12} = -3,775 - 3,775 = -7,55 \text{ кН.}$$

Оскільки рама будівлі симетрична, то визначимо пружну опорну реакцію стіни при дії вітру тільки зліва. На стояк 1 (див. рис. 4.16б) діють зосереджена сила $W_{m1} = 12,1 \text{ кН}$ від дії вітру на парапет і покрівлю і вітрове навантаження $W_{ma} = 4,3 \text{ кН/м}$. Пружне зусилля в ригелі визначимо за формулою

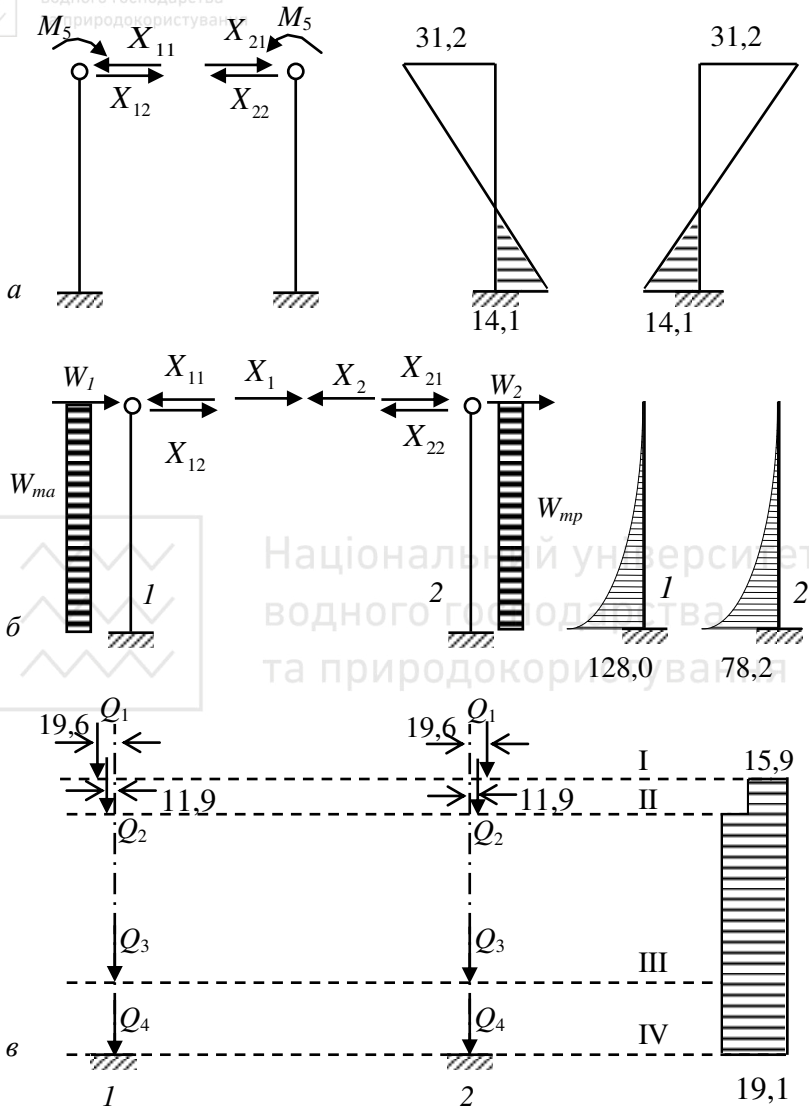


Рис.4.16. Зусилля в перерізах стояків рами:
a – зусилля, що створює покриття; *б* – те саме, від вітрового навантаження
зліва; *в* – те саме, від власної ваги стін



$$X_{11} = \frac{B_1}{1+\mu} = -\frac{22,09}{1+1} = -11,045 \text{ кН.}$$

Сила X_{11} рівна силі X_{21} , яка діє на стояк 2, але з протилежним знаком

$$X_{21} = -X_{11} = 11,045 \text{ кН.}$$

На стояк 2 діє зосереджена сила $W_{m2} = 8,0$ кН і навантаження $W_{ma} = 2,9$ кН/м. Пружне зусилля в ригелі визначимо за формулою

$$X_{22} = \frac{B_2}{1+\mu} = -\frac{14,74}{1+1} = -7,37 \text{ кН.}$$

Ця сила передається і на стояк 1 з протилежним знаком

$$X_{12} = -X_{22} = 7,37 \text{ кН.}$$

Повні пружні зусилля від вітру зліва будуть рівними:

$$X_1 = X_{11} + X_{12} = -11,045 + 7,37 = -3,675 \text{ кН;}$$

$$X_2 = X_{21} + X_{22} = 11,045 - 7,37 = +3,675 \text{ кН.}$$

6. Згинальні моменти і поздовжні сили в перерізах стін.

Згинальні моменти від ваги стін внаслідок позacentрового його прикладання визначимо як для вертикальної балки, закріпленої внизу в ґрунт і вільно вверху, тобто, для періоду, коли кладка стін закінчена, а балка ще не змонтована. Навантаження і їхні ексцентриситети наведені в табл. 4.10. Граничні поздовжні сили і згинальні моменти від ваги стін в їхніх перерізах дорівнюють (рис. 4.16з):

переріз I-I

$$N_1 = Q_1 = 81,3 \text{ кН; } M_1 = N_1 e = -81,3 \times 0,196 = -15,9 \text{ кН} \times \text{м;}$$

переріз II-II

$$N_2 = Q_1 + Q_2 = 81,3 + 26,6 = 107,9 \text{ кН;}$$

$$M_2 = M_1 + N_2 e = -15,9 - 26,6 \times 0,119 = -19,1 \text{ кН} \times \text{м;}$$

переріз III-III

$$N_3 = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 81,3 + 26,6 + 121,1 = 229,0 \text{ кН;}$$

$$M_3 = M_2 = -14,7 \text{ кН} \times \text{м;}$$

переріз IV-IV

$$N_4 = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 81,3 + 26,6 + 121,1 + 25,1 = 254,1 \text{ кН;}$$

$$M_4 = M_3 = -14,7 \text{ кН} \times \text{м;}$$



Згинальні моменти від власної ваги покриття M_x в будь-якому перерізі стіни на віддалі x від верхньої опори визначаємо за формулою (4.13)

$$M_x = M + Xx,$$

де $M = 31,2 \text{ кН} \times \text{м}$ – момент в перерізі I-I від ваги покриття, який визначений вище;

$X = -7,55 \text{ кН}$ – пружна реакція у верхній опорі.

Моменти і поздовжні сили від снігового навантаження визначаємо шляхом множення моментів і поздовжніх сил від ваги покриття на коефіцієнт, рівний 0,409.

Згинальні моменти від вітрового навантаження в перерізах стіни, нижче опори балки визначимо за формулою

$$M_x = W_{mi} - X_i \cdot x + \frac{W_m x^2}{2},$$

де W_{mi} – навантаження від вітру, яке прикладене в перерізах I-I і– того стояка;

X_i – пружна сила в перерізі I-I від вітру.

Ці значення складають:

- для стояка 1 – $W_{m1} = 12,1 \text{ кН}$; $X_1 = -3,675 \text{ кН}$;

- для стояка 2 – $W_{m2} = 8,0 \text{ кН}$; $X_2 = +3,675 \text{ кН}$.

При дії вітру з правого боку зусилля в стояках поміняють значення і напрямок дії.

Значення згинальних моментів і поздовжніх сил в перерізах стояків наведені в табл. 4.11.

7. *Перевірка міцності стін.* Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 в розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів: основні та аварійні. Оскільки в умовах задачі не передбачені епізодичні впливи, то для перевірки граничних станів першої групи приймаємо тільки основні сполучення, до яких можуть входити постійні навантаження з розрахунковими граничними значеннями та граничні розрахункові граничні значення змінних навантажень. Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_2 = 0,90$.

Перевіримо міцність найбільш напруженого переріза IV-IV. Розрахункова поздовжня сила в перерізі



$$N = 374,7 + 0,9 \times 49,3 = 419,1 \text{ кН};$$

розрахунковий згинальний момент

$$M = -33,2 + 0,9 \times (-5,8 + 128,0) = 76,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ексцентриситет прикладання поздовжньої сили складає

$$e_0 = M/N = 76,8/419,1 = 0,183 \text{ м} = 18,3 \text{ см}$$

Таблиця 4.11

Розрахункові граничні значення згинальних моментів
та поздовжніх сил в перерізах стін

Види навантаження	Перерізи							
	I-I		II-II		III-III		IV-IV	
	N_1 , кН	M_1 , кН·м	N_2 , кН	M_2 , кН·м	N_3 , кН	M_3 , кНм	N_4 , кН	M_4 , кНм
<i>Постійні:</i>								
від ваги стін							254,1	-19,1
від покриття	81,3	-15,9	107,9	19,1	229,0	19,1	120,6	
Всього	120,6	31,2	120,6	27,4	120,6	-7,55	374,7	-14,1
	201,9	15,3	228,5	-8,3	349,6	26,7		-33,2
<i>Тимчасові:</i>								
від снігу	49,3	12,8	49,3	11,2	49,3	-3,1	49,3	-5,8
від вітру зліва:								
стояк 1	0	0	0	4,8	0	95,9	0	128,0
стояк 2	0	0	0	2,5	0	57,9	0	78,2

і направлений від центра ваги перерізу в бік внутрішньої поверхні пілястри (рис. 4.17).

Площу стиснутої частини перерізу визначимо за умови, що її статичний момент відносно центра ваги перерізу дорівнює нулю. Позначимо віддаль від внутрішньої поверхні стіни до межі стиснутої частини перерізу через x , тоді

$$(115 - 38,6 - 18,3) \times 64 \times (115 - 38,6 - 18,3)/2 -$$

$$-(38,6 + 18,3 - 38) \times 64 \times (38,6 + 18,3 - 38)/2 -$$

$$- 250x(x/2 + 38,6 - 38 + 18,3) = 0,$$

відкля $x = 16,2 \text{ см} = 0,162 \text{ м}$.

Площа стиснутої частини перерізу дорівнює

$$A_c = 64 \times (115 - 38) + 250 \times 16,2 = 8978 \text{ см}^2 = 0,898 \text{ м}^2.$$

Міцність стіни перевіримо за формулою (2.8)

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega,$$

для якої відшукаємо всі значення.

Оскільки $h = 115 \text{ см} > 30 \text{ см}$, значення коефіцієнта m_g приймаємо рівним $m_g = 1,0$.

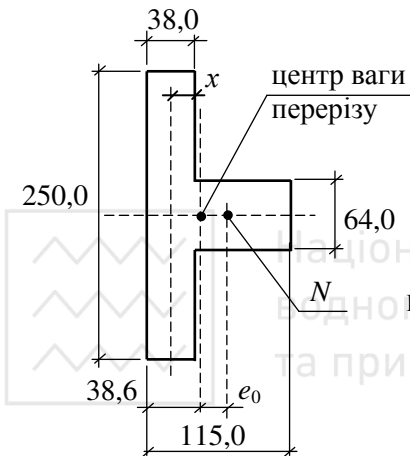


Рис. 4.17. Розрахункова схема поперечного перерізу стояка

Розрахунковий опір кладки із цегли марки 75 на розчині марки 25 згідно з табл. А.1 складає $R = 1,1 \text{ МПа}$, а пружна характеристика кладки за табл. 1.3 – $\alpha = 1000$.

Коефіцієнт φ_1 визначаємо за формулою (2.10)

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,95 + 0,94}{2} = 0,945,$$

де за табл. 2.1 $\varphi = 0,95$ і $\varphi_c = 0,94$ відповідно при гнучкості

$$\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{1,5H}{h} = \frac{1,5 \times 600}{115} = 7,83;$$

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{H}{h_c} = \frac{600}{93,2} = 6,44;$$

$h_c = 77 + 16,2 = 93,2 \text{ см}$ – висота стиснутої частини перерізу.



При знаходженні коефіцієнта φ_c розрахункова довжина стояка прийнята рівною H , оскільки епора моментів в основному сполученні має постійний знак вздовж стояка.

Коефіцієнт ω обчислюємо за формулою (табл. 2.3)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{18,3}{2 \times 76,4} = 1,12 < 1,45,$$

де $y = 76,4$ см – віддаль від центра ваги перерізу до його краю в бік ексцентриситету.

Несуча здатність стіни в перерізі IV – IV

$$N_{cc} = 1,0 \times 0,945 \times 1,1 \times 10^6 \times 0,898 \times 1,12 = 1045487 \text{ Н} = 1045,5 \text{ кН.}$$

Оскільки $N_{cc} = 1045,5 \text{ кН} > N = 419,1 \text{ кН}$, несуча здатність стіни забезпечена.

КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ

1. Охарактеризуйте конструктивні схеми кам'яних будівель.
2. Які опори для стін і стовпів вважаються жорсткими?
3. Які опори для стін і стовпів вважаються пружними?
4. Які будівлі відносяться до будівель з жорсткою конструктивною схемою?
5. Які будівлі відносяться до будівель з пружною конструктивною схемою?
6. Охарактеризуйте розрахункові схеми стін в будівлях з жорсткою конструктивною схемою.
7. Охарактеризуйте розрахункові схеми стін в будівлях з пружною конструктивною схемою.
8. Як визначаються зусилля в стінах будівель з жорсткою конструктивною схемою?
9. Як визначаються зусилля в стінах будівель з пружною конструктивною схемою?
10. Які особливості розрахунку стін будівель з жорсткою конструктивною схемою на дію вітрових навантажень?
11. Особливості розрахунку багатопарових стін.
12. Сутність розрахунків опирання балок і плит на кам'яні стіни (без використання розподільчих плит).
13. Розрахунок опирання балок з використанням розподільчих плит.



Національний університет

14. Розрахунок анкерування стін і стовпів.
15. Розрахунок перемичок.
16. Розрахунок висячих стін.
17. Які навантаження діють на стіни підвалів.
18. Розрахунок міцності стін підвалів.
19. Особливості розрахунків карнизів і парпетів.
20. Особливості проектування кам'яних будівель, що зводяться в зимовий час.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



1. Вахненко П.Ф. Кам'яні і армокам'яні конструкції. – Київ: ІСДО, 1993.- 260 с.
2. Дмитриев А.С., Семенов С.А. Каменные и армокаменные конструкции.- Москва: Стройиздат, 1965. – 188 с.
3. Еременок П.Л., Еременок И.П. Каменные и армокаменные конструкции.- Киев: «Вища школа», 1981.- 224 с.
4. ДСТУ Б В.2.7-80-98. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови. - Київ: : Держкоммістобудування України, 1999. – 17 с.
5. ДСТУ Б В.2.7.-61-97 «Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови». - Київ: Держкоммістобудування України, 1997. – 33 с.
6. ДСТУ Б В.2.7-7-94. Будівельні матеріали. Вироби бетонні стінові— дрібно штучні. Технічні умови. – Київ: Держкоммістобудування України, 1994. – 37 с.
7. ДСТУ Б В.2.7-23-95. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.
8. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – Київ: Держспоживстандарт України, 2007 . – 28 с.
9. ГОСТ 6727-80, Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля.
10. ДБН В.1.2.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. Київ: Видавництво «Сталь», 2006. – 60 с.
11. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные: Нормы проектирования // Госстрой СССР.- М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
12. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП БЫ-22-81) // ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.- 152 с.
13. СНиП 2.02.01*. Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80с.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування

ДОДАТОК А
РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ОПОРУ КАМ'ЯНИХ КЛАДОК

Таблиця А.1

Розрахункові опори, R , МПа, стисненню кладки із цегли всіх видів і керамічних каменів з щільноподібними вертикальними пустотами шириною до 12мм при висоті ряду кладки 50...150 мм на важких розчинах

Марка цегли або каменю	За марки розчину								За міцності розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2/2/	нульової
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	0	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примітки: 1. Розрахункові опори кладки на розчинах марок 4...50 слід зменшувати, застосовуючи коефіцієнти: 0,85 – для кладки на жорстких цементних розчинах (без додавання вапна або глини) з органічними пластифікаторами

2. Зменшувати розрахунковий опір стисненню потрібно для кладки високої якості – шов розчину виконується під рамку з вирівнюванням і ущільненням розчину рейкою. У проекті вказується марка розчину для кладки звичайної і підвищеної якості.

Таблиця А.2

Розрахункові опори, R , МПа, стисненню кладки з крупних суцільних блоків з бетонів всіх видів і блоків з природного каменя пиляних або чистого тесання при висоті ряду кладки 500 - 100мм

Марка бетону чи каменю	Марка розчину							При нульовій міцності розчину
	200	150	100	75	50	25	10	
1000	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5	11,3
800	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3	9,4
600	12,8	12,4	12,0	11,7	11,4	10,9	9,9	7,3
500	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3
400	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
200	5,4	5,2	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0
150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
100	—	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
75	—	—	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3
50	—	—	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85
35	—	—	—	—	1,1	1,0	0,9	0,6
25	—	—	—	—	0,9	0,8	0,7	0,5

Примітка. Розрахункові опори стисненню кладки з крупних блоків заввишки більше 1000 мм приймаються по табл. А.2 з коефіцієнтом 1,1.

Таблиця А.3

Розрахункові опори, R , МПа (кгс/см²), стисненню кладки з суцільних бетонних, гіпсобетонного і природного камення або чистого тесання при висоті ряду кладки 200-300мм

Марка каменю	Марка розчину								Міцність розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нульова
1000	13,0	12,5	12,0	11,5	11,0	10,5	9,5	8,5	8,3	8,0
800	11,0	10,5	10,0	9,5	9,0	8,5	8,0	7,0	6,8	6,5
600	9,0	8,5	8,0	7,8	7,5	7,0	6,0	5,5	5,3	5,0
500	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6,0	5,3	4,8	4,6	4,3
400	6,5	6,0	5,8	5,5	5,3	5,0	4,5	4,0	3,8	3,5
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,3	3,1	2,8
200	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,0	2,8	2,5	2,3	2,0
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5
100	2,5	2,4	2,3	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0
75			1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	0,8
50			1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,6
35					1,0	0,95	0,85	0,7	0,6	0,45
25					0,8	0,75	0,65	0,55	0,5	0,35
15						0,5	0,45	0,38	0,35	0,25

Примітка. Розрахункові опори кладки з суцільного шлакобетонного каміння, виготовленого з використанням шлаків від спалювання бурого і змішаного вугілля, слід приймати по табл. А.3 з коефіцієнтом 0,8.

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця А.4

Розрахункові опори, R , МПа, стисненню кладки з порожнистого бетонного каміння при висоті ряду кладки 200-300мм

Марка каменю	При марки розчину						при міцності розчину	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовий
150	2,7	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,3
125	2,4	2,3	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,1
100	2,0	1,8	1,7	1,61	1,4	1,3	1,1	0,9
75	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	1,0	0,9	0,7
50	1,2	1,15	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5
35		1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55	0,4
25			0,7	0,65	0,55	0,5	0,45	0,3

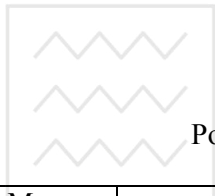
Примітка. Розрахункові опори стисненню кладки з порожнистого шлакобетонного каміння, виготовлених із застосуванням шлаків від спалювання бурого і змішаного вугілля, а також кладки з гіпсобетонних порожнистого каміння, слід знижувати відповідно до примітки до табл. А.3.



Розрахункові опори, R , МПа , стисненню кладки з природного каміння низькою міцністю
правильної форми (пиляних і чистої тески)

169

Вид кладки	Марка каменю	Марка розчину			Міцність розчину	
		25	10	4	0,2	нульова
1. З природного каміння при висоті ряду до 150мм	15	0,6	0,45	0,35	0,3	0,2
	10	0,4	0,35	0,25	0,2	0,13
	7	0,3	0,25	0,2	0,18	0,1
2. Те ж, при висоті ряду 200-300мм	10	0,25	0,2	0,18	0,15	0,07
	7	0,38	0,33	0,28	0,25	0,2
	4	0,28	0,25	0,23	0,2	0,12
		0,15	0,14	0,12	0,15	



Розрахункові опори R , МПа, стисненню бутової кладки з рваного буту

Марка рваного бутового каменю	при марки розчину						при міцності розчину	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нульовий
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
800	2,2	2,0	1,6	1,0	0,7	0,45	0,33	0,28
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	2, 2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,50	0,3	0,2	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05
50	—	—	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
35	—	—	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	—	—	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

Примітки: 1. Наведені в табл. А.6 розрахункові опори для бутової кладки дано у віці 3 місяці для марок розчину 4 і більш. При цьому марка розчину визначається у віці 28 діб. Для кладки у віці 28 діб розрахункові опори, наведені в табл. А.6, для розчинів марок 4 і більш слідує приймати з коефіцієнтом 0,8.

2. Для кладки з постелистого бутового каменя розрахункові опори, прийняті в табл. 8, слід множити на коефіцієнт 1,5.

3. Розрахункові опори бутової кладки фундаментів, засипаних з усіх боків ґрунтом, допускається підвищувати: при кладці з подальшою засипкою пазух котловану ґрунтом на 0,1 МПа; при кладці в траншеях «в розпір» з незайманим ґрунтом і при надбудовах на 0,2 МПа.

171

Таблиця А.7

Розрахункові опори, R , МПа, стисненню бутобетону (невіброваного)

Марка бутобетону	Марка бетону					
	М 200	М 150	М 100	М 75	М50	М 35
З рваним бутовим каменем марки: 200 і вище	4	3,5	3	2,5	2,0	1,7
100				2,2	1,8	1,5
50 або з цегляним боєм				2,0	1,7	1,8

Примітка. При вібрації бутобетону розрахункові опори стисненню слід приймати з коефіцієнтом 1,15

Таблиця А.8

Розрахункові опори, R , МПа, кладки із суцільних каменів на цементно-вапняних, цементно-глиняних і вапняних розчинах осьовому розтягненню, розтягненню при згині, зріз і головним розтягуючим напруженням при згині в разі обчислення перерізів кладки, що проходять по горизонтальних і вертикальних швах

Вид напруженого стану	Позначення	За марки розчину				За міцності розчину 0,2
		50 і вище	25	10	4	
1	2	3	4	5	6	7
<i>А. Осьове розтягнення</i>	R_t					
По неперев'язаному перерізу для кладки всіх видів (нормальне зчеплення)		0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
2. По перев'язаному перерізу:						
а) для кладки з каменів правильної форми		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
б) для бутової кладки		0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
<i>Б.Розтягнення при згині</i>	$R_{tb} (R_{tw})$					
3. При неперев'язаному перерізу для кладки всіх видів і по косій штрабі (головні розтягуючі напруження при згині)		0,12	0,08	0,04	0,02	0,01



1	2	3	4	5	6	7
4. По перев'язаному перерізу						
а) для кладки із каменів правильної форми		0,25	0,16	0,08	0,04	0,02
б) для бутової кладки		0,18	0,12	0,06	0,03	0,015
В. Зріз	R_{sq}					
5. По неперев'язаному перерізу для кладки всіх видів (дотичне зчеплення)		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
6. При перев'язаному перерізі для бутової кладки		0,24	0,16	0,08	0,04	0,02

Розрахункові опори R , МПа кладки з цеглини і каміння правильної форми осьовому розтягу, розтягуванню при вигині, зрізу і головним розтягуючим напруженнями при вигині при розрахунку кладки по перев'язаному перетину, що проходить по цеглині або каменю при марці каменя

Вид напруженого стану	Позначення	200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Осьовий розтяг	R_t	0.25	0.2	0.18	0.13	0.1	0.08	0.06	0.05	0.03
2. Розтягування при вигині і головні розтягуючі напруження	R_{tb} R_{tw}	0.4	0.3	0.25	0.2	0.16	0.12	0.1	0.07	0.05
3. Зріз	R_{sq}	1.0	0.8	0.65	0.55	0.4	0.3	0.2	0.14	0.09

Примітки: 1. Розрахункові опори осьовому розтягуванню R_t , розтягуванню при вигині R_{tb} і головні розтягуючі напруження R_{tw} віднесені до всього перетину розриву кладки.

2. Розрахункові опори зрізу по перев'язаному перетину R_{sq} віднесені тільки до площі перетину цеглини або каменя (площі перетину нетто) за вирахуванням площі перетину вертикальних швів



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Таблиця А.10

Розрахункові опори, R , МПа бутобетону осьовому розтягуванню, головним розтягуючим напруженням і розтягуванню при згині при марці бетону

175

Вид напруженого стану	Позначення	М 200	М 150	М 100	М 75	М 50	М 35
1. Осьове розтягування і головні розтягуючі напруження	R_t R_{tw}	0,2	0,18	0,16	0,14	0,12	0,1
2. Розтягування при згині	R_{tb}	0,27	0,25	0,23	0,2	0,18	0,15



ДОДАТОК Б

ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРИ І СТАЛЕЙ ДЛЯ АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Таблиця Б.1
Нормативні і розрахункові опори арматурного прокату
(за ДСТУ 3760:2006)

Клас арматури	Нормативний опір розтягання, R_{sp} , і розрахунковий опір для граничних станів другої групи, $R_{s,ser}$, МПа	Розрахункові опори арматури, МПа		
		поздовж- ньої, R_s	попереч- ної, R_{sw}	стис- нен- ню, R_{sc}
A240C	240	225	175	225
A400C				
діаметром: 6 – 8	400	365	290	365
10 - 40	400	375	290	375
Вр -1				
діаметром: 3	410	375	270; 300*	375
4	405	365	265; 295*	365
5	395	360	260; 290*	360

- Для випадків застосування у в'язаних каркасах



Таблиця Б.2

Коефіцієнти умов роботи арматури γ_{cs}

Вид армування конструкцій	Коефіцієнт γ_{cs} для класів арматури		
	A240C	A400C	Вр-1
1. Сітчасте армування	0,75	-	0,60
2. Поздовжнє армування:			
а) поздовжня арматура розтягнута	1,00	1,00	1,00
б) те саме, стиснута	0,85	0,70	0,60
в) відігнута арматура і хомути	0,80	0,80	0,60
3. Анкери і в'язі в кладці:			
а) на розчині марки 25 і вище	0,90	0,90	0,80
б) на розчині марки 10 і нижче	0,50	0,50	0,60

Таблиця Б.3

Розрахункові опори арматури R_{sc} і R_{sw} , МПа, в обоймах кам'яних конструкцій

Армування	Сталь класу A240C	Сталь класу A400C
Поперечна арматура, R_{sw}	150	250
Поздовжня арматура без безпосередньої передачі навантаження на об'єму, R_{sc}	43	55
Те саме, за умови передачі навантаження на об'єму з однієї сторони, R_{sc}	130	160
Те саме, за умови передачі навантаження на об'єму з двох сторін, R_{sc}	190	240



Таблиця Б.4

Розрахунковий опір при розтяганні, стиску і згинанні
листового, широкосмугового універсального
і фасонного прокату

Сталь	Товщина прокату, мм	Розрахунковий опір, МПа, прокату			
		листового, широкосмуг ового універсальн ого		фасонного	
		R_y	R_u	R_y	R_u
С235	Від 2 до 20	230	350	230	350
	Більше 20 до 40	220	350	220	350
С245	Від 2 до 20	240	360	240	360
	Більше 20 до 30	-	-	230	360
С255	Від 2 до 3,9	250	370	-	-
	Від 4 до 10	240	370	250	370
	Більше 10 до 20	240	360	240	360
	Більше 20 до 40	230	360	230	360



Розрахункові опори арматури при розрахунку армокам'яних елементів за граничними станами другої групи

Конструкції	Умови роботи	Розрахункові опори арматури, R_s , МПа, при терміні експлуатації, роки		
		100	50	25
Поздовжньо армовані згинальні і розтягнуті елементи в умовах агресивного до арматури середовища	Розтяг кладки в горизонтальному напрямку (по перев'язаному шву)	42	60	60
	Розтяг кладки у вертикальному напрямку (по неперев'язаному шву)	25	35	35
Поздовжньо армовані елементи при наявності вимог непроникності кам'яних конструкцій	Гідроізоляційна штукатурка	17	25	35
	Кислотостійка штукатурка на рідкому склі і одношарове покриття із плиток кам'яного литва на кислотостійкій замазці	12	15	15
	Двох- і трьохшарові покриття із прямокутних плиток кам'яного литва на кислотостійкій замазці: розтяг вздовж довгої сторони плиток	30	35	35
	розтяг вздовж короткої сторони плиток	17	25	25

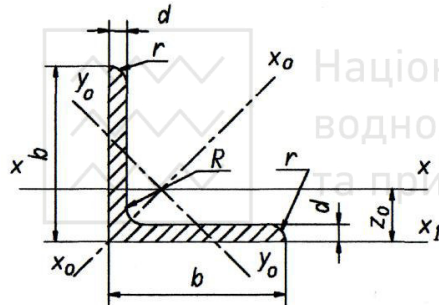
Таблиця Б.6

РОЗРАХУНКОВІ ПЛОЩІ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ І МАСА АРМАТУР; СОРТАМЕНТ
ГАРЯЧЕКАТАНОЇ СТРИЖНЕВОЇ АРМАТУР ПЕРІОДИЧНОГО ПРОФІЛЮ, ЗВИЧАЙНОГО Й
ВИСОКОМІЦНОГО АРМАТУРНОГО ДРОТУ.

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² , при кількості стержнів										Маса, кг	сталі класу		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240C	A400C	Bp1
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052			×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092			×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144			×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	×	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302			
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	×	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499			
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39	1,208	×	×	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	×	×	
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	×	×	
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	×	×	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01	2,984	×	×	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	×	×	
28	6,158	12,37	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	×	×	

Таблиця Б.7

Кутник рівнополічковий (по ГОСТ 8509-72)



Позначення:

b – ширина полицки;

d – товщина полицки;

I – момент інерції;

i – радіус інерції;

 z_0 – відстань від центра ваги до зовнішньої грані полицки;

181

Номер прокату	Розміри, мм		Площа перерізу А, см ²	I _x , см ⁴	i _x , см	I _{x0,max} , см ⁴	i _{x0,max} , см	I _{y0,min} , см ⁴	i _{y0,min} , см	i _{y0,min} , см	z ₀ , см	Маса l _м , кг
	b	d										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	20	3	1,13	0,40	0,59	0,63	0,75	0,17	0,39	0,81	0,60	0,89
		4	1,46	0,50	0,58	0,78	0,73	0,22	0,38	1,09	0,64	1,15
2,5	25	3	1,43	0,81	0,75	1,29	0,95	0,34	0,49	1,57	0,73	1,12
		4	1,86	1,03	0,74	1,62	0,93	0,44	0,48	2,11	0,76	1,46
2,8	28	3	1,62	1,16	0,85	1,84	1,07	0,48	0,55	2,20	0,80	1,27
3,6	32	3	1,86	1,77	0,97	2,80	1,23	0,74	0,63	3,26	0,89	1,46
		4	2,43	2,26	0,96	3,58	1,21	0,94	0,62	4,39	0,94	1,91
3,6	36	3	2,10	2,56	1,10	4,06	1,39	1,06	0,71	4,64	0,99	1,65
		4	2,75	3,29	1,09	5,21	1,38	0,36	0,70	6,24	1,04	2,16

Продовження таблиці Б.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
4	40	3	2,35	3,55	1,23	5,63	1,55	1,47	0,79	6,35	1,09	1,85
		4	3,08	4,58	1,22	7,26	1,53	1,9	0,78	8,53	1,13	2,42
4,5	4,5	3	2,65	5,13	1,39	8,13	1,75	2,12	0,89	9,04	1,21	2,08
		4	3,48	6,63	1,38	10,5	1,74	2,74	0,89	12,1	1,26	2,73
		5	4,29	8,03	1,37	12,7	1,72	3,33	0,88	15,3	1,30	3,37
5,0	50	3	2,96	7,11	1,55	11,3	1,95	2,95	1,00	12,4	1,33	2,32
		4	3,89	9,21	1,54	14,6	1,94	3,80	0,99	16,6	1,38	3,05
		5	4,80	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	20,9	1,42	3,77
5,6	56	3,5	3,86	11,6	1,73	18,4	2,18	4,80	1,12	20,3	1,50	3,03
		4	4,38	13,1	1,73	20,8	2,18	5,41	1,11	23,3	1,52	3,44
		5	5,41	16,0	1,72	25,4	2,16	6,59	1,10	29,2	1,57	4,25
6,3	63	4	4,96	18,9	1,95	29,9	2,45	7,81	1,25	33,1	1,69	3,90
		5	6,13	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	41,5	1,74	4,81
		6	7,28	27,1	1,93	42,9	2,43	11,9	1,24	50,0	1,78	5,72
7,0	70	4,5	6,20	29,0	2,16	46,0	2,27	12,0	1,39	51,0	1,88	4,87
		5	6,86	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,90	5,38
		6	8,15	37,6	2,15	59,6	2,71	15,5	1,38	68,4	1,94	6,39
		7	9,42	43,0	2,14	68,2	2,69	17,8	1,37	80,1	1,99	7,39
		8	10,7	48,2	2,13	76,4	2,68	20,0	1,37	91,9	2,02	8,37

Продовження таблиці Б.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
7,5	75	5	7,39	39,5	2,31	62,6	2,91	16,4	1,49	69,6	2,02	5,80
		6	8,78	46,6	2,30	73,9	2,90	19,3	1,48	83,9	2,06	6,89
		7	10,1	53,3	2,29	84,6	2,89	22,1	1,48	98,3	2,10	7,96
		8	11,5	59,8	2,28	94,6	2,87	24,8	1,47	113	2,15	9,06
		9	12,8	66,1	2,27	105	2,86	27,5	1,46	127	2,18	10,1
8	80	5,5	8,63	52,7	2,47	83,6	3,11	21,8	1,59	93,2	2,17	6,78
		6	9,38	57,0	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	102	2,19	7,36
		7	10,8	65,3	2,45	104	3,09	27,0	1,58	119	2,23	8,51
		8	12,3	73,4	2,34	116	3,08	30,3	1,57	137	2,27	9,65
9	90	6	10,6	82,1	2,78	130	3,50	34,0	1,79	145	2,43	8,33
		7	12,3	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	169	2,47	9,64
		8	13,9	106	2,76	168	3,48	43,8	1,77	194	2,51	10,9
		9	15,6	118	2,75	186	3,46	48,6	1,77	219	2,55	12,2
10	100	6,5	12,8	122	3,09	193	3,88	50,7	1,98	214	2,68	10,1
		7	13,8	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	231	2,71	10,8
		8	15,6	147	3,07	233	3,87	60,9	1,98	265	2,75	12,2
		10	19,2	149	3,05	284	3,84	74,1	1,96	333	2,83	15,1
		12	22,8	209	3,03	331	3,81	86,9	1,95	402	2,91	17,9
		14	26,3	237	3,00	375	3,78	99,3	1,94	472	2,99	20,6
11	110	7	15,2	176	3,40	279	4,29	72,7	2,19	308	2,96	11,9
		8	17,2	198	3,39	315	4,28	81,8	2,18	353	3,00	13,5

Продовження таблиці Б.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
12,5	125	8	19,7	294	3,37	467	4,87	122	2,49	516	3,36	15,5
		9	22,0	327	3,86	520	4,86	135	2,48	582	3,40	17,3
		10	24,3	360	3,85	571	4,84	149	2,47	649	3,45	19,1
		12	28,9	422	3,82	670	4,82	174	2,46	782	3,53	22,7
		14	33,4	482	3,80	764	4,78	200	2,45	916	3,61	26,2
		16	37,8	539	3,78	853	4,75	224	2,44	1051	3,68	29,6
14	140	9	24,7	466	4,34	739	5,47	192	2,79	818	3,78	19,4
		10	27,3	512	4,33	814	5,46	211	2,78	911	3,82	21,5
		12	32,5	602	4,31	957	5,43	248	2,76	1097	3,90	25,5
16	160	10	31,4	774	4,96	1229	6,25	319	3,19	1356	4,30	24,7
		11	34,4	844	4,95	1341	6,24	348	3,18	1494	4,35	27,0
		12	37,4	913	4,94	1450	6,23	376	3,17	1633	4,39	29,4
		14	43,3	1046	4,92	1662	6,20	431	3,16	1911	4,47	34,0
		16	49,1	1175	4,89	1866	6,17	485	3,14	2191	4,55	38,5
		18	54,8	1299	4,87	2061	6,13	537	3,13	2472	4,63	43,0
18	180	11	38,8	1216	5,60	1933	7,06	500	3,59	2128	4,85	30,5
		12	42,2	1317	5,59	2093	7,04	540	3,58	2324	4,89	33,1



ОСНОВНІ ВІДОМОСТІ ПРО НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ (за ДБН В.1.2-2:2006)

Класифікація навантажень і впливів

Навантаження і впливи поділяються на механічної та немеханічної природи, які призводять до зниження несучої здатності і експлуатаційної придатності конструкцій. Механічні впливи, що враховуються в розрахунках безпосередньо, розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції (навантаження) або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції. Впливи немеханічної природи (наприклад, впливи агресивного середовища), як правило враховуються в розрахунку опосередковано.

Залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяють на основні та епізодичні.

Залежно від змінюваності у часі навантаження і впливи поділяють на постійні та змінні, а залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження поділяють на тривалі, короточасні та епізодичні. Навантаження, які виникають під час зведення розглядаються як короточасні.

Прийнята класифікація навантажень забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації;

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації;

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях;

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень.

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення. При розрахунку несучих конструкцій і основ слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n згідно з



ГОСТ 27751, на який необхідно множити характеристичні значення навантажень.

Розрахункові значення навантажень визначаються шляхом множення характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень: граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне. Для перевірки граничних станів першої групи використовують граничні розрахункові значення навантажень, а для перевірки граничних станів другої групи – експлуатаційні розрахункові значення.

До постійних навантажень відносять: вагу частин будівель і споруд, у тому числі вагу несучих і огорожуючі конструкції; вагу та тиск ґрунтів (насіпів, засипок), гірничий тиск.

До змінних тривалих навантажень слід відносити: вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонів під обладнання; вагу стаціонарного обладнання (верстати, апарати, мотори тощо); навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання; навантаження від людей; вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів; снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями; впливи, обумовлені деформаціями основ, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту; впливи, обумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До змінних короткочасних навантажень слід відносити: навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах; вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах ремонту та обслуговування устаткування; навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель; навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування; снігові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями; вітрові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До епізодичних навантажень належать: сейсмічні впливи; вибухові впливи; навантаження, викликані різким порушенням технологічних процесів; впливи, обумовлені деформаціями основ,



які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту. Характеристичні і розрахункові значення епізодичних навантажень визначаються спеціальними нормативними документами.

Сполучення навантажень

Сполучення навантажень формуються як набір їхніх розрахункових значень або відповідних їм зусиль. До сполучень повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

В розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – основні та аварійні. Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень. До аварійного сполучення крім постійних і змінних навантажень може входити тільки один епізодичний вплив.

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень урахується множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$. Для основних сполучень, що включають постійні та менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2 = 0,90$ для короткочасних навантажень. Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень $\psi_2 = 0,80$ для короткочасних навантажень, а аварійні навантаження приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 1,00$.

Якщо в основних сполученнях враховується три і більше короткочасних навантаження, їхні розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт ψ_2 , який приймається для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – 1,0, для другого – 0,8, для решти – 0,6.



Вага конструкцій та ґрунтів

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення слід визначати за стандартами, робочими кресленнями чи паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації будівель і споруд.

Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів приймається таким, що дорівнює характеристичному. Граничне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , наведений в табл. В.1. Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} і квазіпостійного γ_{fp} значень слід приймати такими, що дорівнюють 1,0.

Таблиця В.1
Значення коефіцієнтів надійності γ_{fm} для конструкцій та ґрунтів

Конструкції та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції металеві, у яких зусилля від власної ваги: менші 50 % дорівнюють або перевищують 50 %	1,05(0,95) 1,10(0,90)
Конструкції бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10(0,90)
Конструкції бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, засипки, стяжки, матеріали у рулонах тощо), виконані: у заводських умовах на будівельному майданчику	1,20(0,90) 1,30(0,90)
Ґрунти: у природному заляганні насіпні	1,10(0,90) 1,15(0,90)

Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкцій на перекидання, а також в інших випадках, коли



зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи.

Навантаження від людей, устаткування, складованих матеріалів і виробів

Варіанти завантаження перекриттів цими навантаженнями слід приймати відповідно до передбачених умов зведення та експлуатації будівель. Якщо на стадії проектування дані про умови недостатні, при розрахунку конструкцій необхідно розглядати такі варіанти завантаження окремих перекриттів: суцільне (по всій площині) завантаження прийнятим навантаженням; несприятливе часткове завантаження при розрахунку конструкцій, чутливих до такої схеми завантаження; відсутність тимчасового навантаження.

Навантаження від устаткування на перекриття і підлоги на ґрунті необхідно приймати залежно від умов його розміщення і можливого переміщення при експлуатації. Динамічний вплив вертикальних навантажень від навантажувачів і електрокарів допускається враховувати множенням характеристичних значень статичних навантажень на коефіцієнт динамічності, що дорівнює 1,2. Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для граничного значення ваги устаткування наведено в табл. В.2.

Таблиця В.2

Значення коефіцієнтів надійності γ_{fm} для устаткування

Вага	γ_{fm}
Стационарне устаткування	1,05
Ізоляція стаціонарного устаткування	1,20
Заповнювачів устаткування (в тому числі резервуарів і трубопроводів):	
рідин	1,00
суспензій, шламів, сипучих тіл	1,10
Навантажувачів і електрокарів з вантажем	1,20

Характеристичні і квазіпостійні значення основних рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, східці і підлоги на ґрунтах наведені в табл. Б.3 (всі інші навантаження наведені в ДБН В.1.2-2:2006).



Коефіцієнти надійності за навантаженням для γ_{fm} для рівномірно розподілених навантажень приймаються такими:

- 1,3 – при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа;
- 1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа і більше.

Кранові навантаження

Навантаження від мостових і підвісних кранів слід визначати залежно від груп режимів їхньої роботи, що встановлюються згідно з ГОСТ 25546, від виду приводу і від способу підвісу вантажу.

Навантаження від мостових і підвісних кранів – це змінні навантаження, для яких встановлено чотири види розрахункових значень: граничні розрахункові значення; експлуатаційні розрахункові значення; циклічні розрахункові значення; квазіпостійні розрахункові значення. Формули для визначення названих значень наведені в ДБН В. 1.2-2:2006.

Снігові навантаження

Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункові значення: граничне; експлуатаційне; квазіпостійне.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (B.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт за граничним значенням снігового навантаження;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження;

C – коефіцієнт, що враховує форму покрівлі, режим експлуатації та

географічну висоту.

Експлуатаційне S_e та квазіпостійне S_p розрахункові значення снігового навантаження визначаються відповідно за формулами:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0, \quad (B.2)$$

$$S_p = (0,4S_0 - S) C, \quad (B.3)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового

навантаження;



Таблиця В.3

Основні рівномірно розподілені тимчасові навантаження, кПа

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень	Квазіпостійні значення навантажень
Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв	1,5	0,35
Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0	0,85
Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти і науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менш 2,0	Не менш 1,2
Зали:		
читальні	2,0	0,85
обідні	3,0	1,2
зборів і нарад, читання тощо	4,0	1,7
торгові, виставкові, експозиційні	$\geq 4,0$	$\geq 1,7$
Книгосховища, архіви	$\geq 5,0$	$\geq 5,0$
Сцени видовищних установ	$\geq 5,0$	$\geq 2,1$
Трибуни:		
із закріпленими сидіннями	4,0	1,7
для глядачів, що стоять	5,0	1,8
Горищні приміщення	0,7	-



Параметри S_0 , C , γ_{fm} , γ_{fe} , що входять в формули (В.1) – (В.3), визначаються за формулами і таблицями згідно з ДБН В. 1.2-2:2006

Вітрові навантаження

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлено два розрахункові значення: граничне розрахункове та експлуатаційне розрахункове значення.

Вітрове навантаження на споруду розглядається як сукупність:

а) нормального тиску, прикладеного до зовнішньої поверхні споруди або елемента;

б) сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної (для шедових або хвилястих покрівель, покрівель з ліхтарями) або вертикальної (для стін із лоджіями і подібних конструкцій) проекції;

в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огороженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження W_m визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (\text{В.4})$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничними розрахунковими значеннями вітрового навантаження;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску;

C – коефіцієнт, який залежить аеродинамічного коефіцієнту, висоти споруди, географічної висоти, рельєфу місцевості, напрямку та динамічності.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження W_e визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (\text{В.5})$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

Параметри C , γ_{fm} , γ_{fe} , що входять в формули (В.4) і (В.5), визначаються за формулами і таблицями згідно з ДБН В. 1.2-2:2006.

Характеристичне значення вітрового навантаження W_0 дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над



Національний університет

водного господарства
та природокористування

поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років. Характеристичне значення вітрового тиску W_0 визначається залежно від вітрового району по карті або по таблицям, наведеним в ДБН В. 1.2-2:2006.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

Анкерування 118

- стін 118
- стовпів 118

Арматура 12

Армування елементів 59

- поздовжнє 59, 64, 65
- сітчасте 59, 61

Багатошарові стіни 112

- з'єднання шарів 112
- пружна характеристика 113
- ширина приведена 113

Бут рваний 9

Гнучкість 30

Граничні стани другої групи 45, 79

Випадки розрахунку 66

Вироби кам'яні 9

Ексцентриситети 36, 101, 103

- великі 67, 73
- малі 68, 73

Елементи 29

- комплексні 72
- позацентрово стиснуті 36
- посилені обіймами
- центрально стиснуті 29
- центрально розтягнуті 71

Каміні бетонні 11

- керамічні 9
- марки 10
- морозостійкість 11
- напружений стан 13
- подріблені 9
- природні 9
- штучні 10

Кам'яні стіни 96

- багатошарові 112

- несучі 96
- ненесучі 96
- перегородки 97
- сомонесучі 96

Кладка кам'яна 6

- деформаційні характеристики 22
- зимова 129
 - способи зведення 129
- міцність 16
 - на зрізання 21
 - на розтягання 21
 - при стисканні 19

- модуль пружності 23
- пружна характеристика 24, 72

- стадії роботи 14

Коефіцієнт

- повноти епюри 33
- поздовжнього згину 29, 38
- умов роботи 26

Конструктивні схеми будівель 97

- жорстка 98
- пружна 98

Крок хомутів 64

Момент інерції перерізу 79

Навантаження 180

Обійми 75

- залізобетонні 75
- із армованої штукатурки 75



- сталеві 75
- Опір кладки 26
 - нормативний 26
 - розрахунковий 26
- Опори 98
 - жорсткі 99
 - пружні 100
- Опорні реакції 111
- Площа зминання 33
 - приведена 79
 - розрахункова 33
- Проектування 127
 - карнизів 127
 - опирання балок 115
 - плит 115
 - парапетів 127
 - стін підвалів 125
- Процент армування 61
- Рами 107
- Розрахункова довжина 31
- Розрахункова схема стін 108
- Розрахункові зусилля 111
- Розрахунок
 - висячих стін 120
 - кам'яних елементів на
 - згин 43, 71
 - зріз 43
 - косий стиск 42
 - місцеве стискання 32
 - позацентровий стиск 36, 66
 - розкриття тріщин 45
 - розтяг 43
 - утворення тріщин 45
 - центральний стиск 29, 65
 - перемичок 120
 - стін будівель 100
 - стін підвалів 125
- Розчини будівельні 12
- Стадії зведення 107, 128
- Статичний момент перерізу 66
 - стиснутої зони 66
- Стіни підвалів 125
- Тиск ґрунту 126
- Цегла 9
 - керамічна 10
 - марки 10
 - силікатна 10



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Навчальне видання

Бабич Володимир Євгенійович
Караван Віктор Васильович
Зінчук Микола Степанович



**ПРОЕКТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ І АРМОКАМ'ЯНИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Навчальний посібник

Редактор
Коректор