

С.В.Ротко, О.А.Ужегова, І.В.Задорожнікова

РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ І АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

За редакцією док. техн. наук, професора
Барашикова А.Я.

Навчальний посібник

Редакційно-видавничий відділ
Луцького національного технічного університету
Луцьк 2010

УДК 624.012:454

ББК 38.53 Я7

Р 79

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
(лист № № 1/11-3156 від 16.04.10)*

Рецензенти:

Андрейків О.Є., член-кореспондент НАН України, доктор технічних наук, професор Львівського національного університету імені Івана Франка;

Бліхарський З.Я., доктор технічних наук, професор дослідницького національного університету „Львівська політехніка”;

Шваб'юк В.І., доктор технічних наук, професор Луцького національного технічного університету.

С.В.Потко, О.А.Ужегова, І.В.Задорожнікова.

Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій: Навчальний посібник / За редакцією д.т.н., проф. Барашикова А.Я. - Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2010. - 355 с.

ISBN 978-966-1532-32-7

Навчальний посібник укладено відповідно до програм загального та спеціального курсів дисципліни „Залізобетонні, кам'яні та армокам'яні конструкції”. У посібнику наведено дані про матеріали, які застосовуються для кам'яних і армокам'яних конструкцій, міцнісні та деформативні характеристики кам'яної кладки. Викладено основні теоретичні положення розрахунку елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій за різних видів навантажень, основи проектування цих конструкцій відповідно до чинних норм. Наведено приклади розрахунку елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій аналітичним способом та із застосуванням прикладних комплексів і програм, у т.ч. МОНОМАХ, КАМИН, NormCAD.

Посібник придатний як для аудиторного, так і для самостійного вивчення матеріалу студентами, містить необхідні довідкові матеріали для виконання розрахунків елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій, а також у курсовому та дипломному проектуванні.

Навчальний посібник призначений для студентів вузів, які навчаються за спеціальністю „Промислове та цивільне будівництво” напрямку підготовки „Будівництво”, а також може бути корисним для інженерно-технічних працівників проектних і будівельних організацій.

УДК 624.012:454

ББК 38.53 Я7

© С.В.Потко, О.А.Ужегова, І.В.Задорожнікова, 2010

ISBN 978-966-1532-32-7

© РВВ ЛНТУ, 2010

З М І С Т

Передмова	5
Розділ 1. Матеріали для кам'яних і армокам'яних конструкцій	7
1.1. Камені.....	8
1.2. Розчини.....	21
1.3. Арматура.....	22
1.4. Види кладок	23
Контрольні запитання.....	32
Розділ 2. Міцнісні та деформативні властивості кам'яної кладки	34
2.1. Характер напруженого стану кладки	34
2.2. Розрахункові опори кладки	38
2.3. Деформативність кладки	48
Контрольні запитання.....	53
Розділ 3. Навантаження і впливи	55
3.1. Основні принципи розрахунку.....	55
3.2. Класифікація навантажень.....	56
3.3. Сполучення навантажень.....	61
3.4. Вага конструкцій і грунтів.....	62
3.5. Рівномірно розподілені тимчасові навантаження.....	65
3.6. Снігові навантаження	69
3.7. Вітрові навантаження	71
Контрольні запитання.....	73
Розділ 4. Розрахунок елементів кам'яних конструкцій за граничними станами першої групи	75
4.1. Центральний стиск	75
4.2. Позацентровий стиск	79
4.3. Місцевий стиск (зминання)	85
4.4. Згин	90
4.5. Зріз	91
4.6. Розтяг	92
Контрольні запитання.....	92
Розділ 5. Розрахунок елементів армокам'яних конструкцій за граничними станами першої групи	94
5.1. Елементи з сітковим армуванням	94
5.2. Елементи з поздовжнім армуванням	100

	Контрольні запитання.....	108
Розділ 6.	Розрахунок елементів кам'яних та армокам'яних конструкцій за граничними станами другої групи	109
	Контрольні запитання.....	115
Розділ 7.	Розрахунок підсилених кам'яних конструкцій.....	116
7.1.	Комплексні конструкції	116
7.2.	Розрахунок кам'яних конструкцій, підсилених обоймами... Контрольні запитання.....	121 123
Розділ 8.	Проектування кам'яних конструкцій будівель.....	124
8.1.	Стіни	125
8.2.	Розрахунок стін будівель із жорсткою конструктивною схемою на вертикальні навантаження	132
8.3.	Розрахунок багатоповерхових будівель на дію вітрового навантаження	136
8.4.	Багатошарові стіни	146
8.5.	Стіни підвалів	150
8.6.	Анкерування стін і стовпів	153
8.7.	Розрахунок перемичок	154
8.8.	Деформаційні шви	161
8.9.	Особливості проектування конструкцій, що споруджують взимку	162
	Контрольні запитання.....	167
Розділ 9.	Проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій із використанням ЕОМ	168
9.1.	Програмний комплекс МОНОМАХ	168
	Контрольні запитання.....	193
9.2.	Програма КАМИН ПК SCAD Office.....	194
	Контрольні запитання.....	222
9.3.	Пакет прикладних програм NormCAD	223
	Контрольні запитання.....	234
Розділ 10.	Приклади розрахунку кам'яних і армокам'яних конструкцій аналітичним способом	235
Розділ 11.	Приклади розрахунку кам'яних і армокам'яних конструкцій із використанням ЕОМ	250
11.1.	Програма КАМИН ПК SCAD	250
11.2.	Пакет прикладних програм NormCAD	297
	Література	345
	Глосарій.....	347

ПЕРЕДМОВА

Кам'яні та армокам'яні конструкції застосовують у будівництві з давніх - давен. Вони є досить перспективними і сьогодні, оскільки характеризуються високою довговічністю, атмосферостійкістю, технологічністю, вогнестійкістю, міцністю і, разом з тим, задовільними теплоізоляційними показниками.

Навчальний посібник „Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій” написано на основі викладання дисципліни „Залізобетонні, кам'яні та армокам'яні конструкції” для студентів спеціальності „Промислове та цивільне будівництво” напрямку „Будівництво” у Луцькому національному технічному університеті з урахуванням програми запровадження концепції Болонської декларації у систему вищої освіти України.

Посібник складено згідно з програмами загального та спеціального курсів дисципліни. У загальному курсі „Залізобетонних, кам'яних і армокам'яних конструкцій” передбачено один змістовий модуль „Кам'яні та армокам'яні конструкції”, де під час лекційних, практичних занять і самостійної роботи студенти вивчають фізико-механічні характеристики кам'яної кладки, основні теоретичні положення розрахунку елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій за різних видів навантажень, основи проектування цих конструкцій відповідно до чинних норм (розділи 1 – 8, 10).

Спецкурс будівельних конструкцій включено до дисциплін циклу вільного вибору студента „Будівельні конструкції, будівлі та споруди”. Саме у розрізі цього циклу студенти мають можливість поглиблено вивчити розрахунок і проектування елементів будівельних конструкцій із застосуванням прикладних комп'ютерних програм. У розділі 9 посібника наведено основні теоретичні положення та методики розрахунку елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій із застосуванням прикладних комплексів і програм, зокрема, ПК МОНОМАХ (програма КИРПІЧ), ПК SCAD Office (програма

КАМИН), пакету прикладних програм NormCAD, які на сьогодні усе частіше застосовуються при проектуванні елементів і конструкцій. Приклади розрахунку цих конструкцій із використанням ЕОМ наведені у розділі 11.

Посібник придатний як для аудиторного, так і для самостійного вивчення матеріалу студентами, містить необхідні довідкові матеріали для виконання розрахунків елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій, у т.ч. у курсовому та дипломному проектуванні.

Посібник призначений для студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів, а також може бути корисним для інженерно-технічних працівників проектних і будівельних організацій.

Автори висловлюють подяку редактору - доктору технічних наук, професору Барашикову А.Я. та рецензентам – член-кореспонденту НАН України, доктору технічних наук, професору Андрейківу О.Є., доктору технічних наук, професору Бліхарському З.Я. та доктору технічних наук, професору Шваб'юку В.І. за корисні поради та зауваження, урахування яких сприяло підвищенню якості змісту навчального посібника.

Розділ 1

Матеріали для кам'яних і армокам'яних конструкцій

Матеріалами для кам'яних і армокам'яних конструкцій є поштучне каміння, вкладене на розчин, із включенням, за необхідністю, сталевий арматури. Камені за своїм походженням можуть застосовуватись як природні з гірських порід, так і штучні, виготовлені в автоклавах (силікатні камені, блоки, цегла), випалені керамічні камені та цегла або сформовані з важкого, легкого, ніздрюватого бетону у вигляді суцільних або порожнистих виробів.

При проектуванні кам'яних і армокам'яних конструкцій застосовують такі конструктивні рішення, вироби та матеріали [26]:

а) зовнішні стіни з порожнистих керамічних і силікатних каменів і цегли, бетонних порожнистих блоків і каменів, суцільних каменів і блоків із бетону на пористих заповнювачах, поризованих і ніздрюватих бетонів, багатошарові стіни з полегшеної кладки із заливним утеплювачем, із засипкою з керамзитового гравію, шлаку тощо, а також стіни з облицюванням, з плитковим утеплювачем із полістиролу, поліуретану, мінераловатних плит тощо. Застосування суцільної кладки з повнотілої керамічної або силікатної цегли для зовнішніх стін приміщень із сухим і нормальним режимом вологості допускається лише за необхідності забезпечення їх міцності і при використанні зовнішньої теплоізоляції;

б) стіни з бетонних, цегляних і кам'яних блоків і панелей, виготовлених із цегли або каменів;

в) місцеві природні кам'яні матеріали;

г) розчини з протиморозними хімічними домішками для зимової кладки.

Застосування силікатної цегли, каменів і блоків; каменів і блоків з ніздрюватих бетонів; цегли і керамічних каменів, бетонних блоків з порожнинами; керамічної цегли напівсухого пресування допускається для зовнішніх стін приміщень із

вологим режимом за умови нанесення на їх внутрішні поверхні пароізоляційного покриття. Застосування вказаних матеріалів для стін приміщень із мокрим режимом, а також для зовнішніх стін підвалів і цоколів **не допускається**.

Міцність і стійкість кам'яних конструкцій та їх елементів повинні забезпечуватися при зведенні та експлуатації, а також при транспортуванні та монтажі елементів збірних конструкцій.

1.1. Камені

Матеріали, які застосовують для мурування кам'яних і армокам'яних конструкцій, повинні мати наперед задану міцність, морозо- та водостійкість, визначені марками або класами. Для кладки використовують природні або штучні камені марок від 4 до 1000 (за міцністю на стиск) і бетони класів від В3,5 до В30:

а) камені – за межею міцності при стиску (а цегла – за межею міцності при стиску з урахуванням її міцності при згині): 7, 10, 15, 25, 35, 50 – невисокої міцності – легкі бетонні і природні камені; 75, 100, 125, 200 – середньої міцності – цегла, керамічні, бетонні, природні камені; 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 – високої міцності – цегла, природні, бетонні камені;

б) бетони класів за міцністю на стиск: важкого – В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30; на пористих заповнювачах – В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30; ніздрюватого – В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; крупнопористого – В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; поризованого – В2,5; В3,5; В5; В7,5; силікатного – В12,5; В15; В20; В25; В30.

Допускається застосування як утеплювачів бетонів, межі міцності яких на стиск становлять 0,7 МПа (7 кгс/см^2) і 1,0 МПа (10 кгс/см^2); а для заповнення і плит - не менше 1,0 МПа;

в) розчини за межею міцності на стиск – 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200;

г) кам'яні матеріали за морозостійкістю – F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300.

Для бетонів марки за морозостійкістю ті ж самі, окрім F10.

Найчастіше для мурування застосовують цеглу та камені керамічні [13] рядові (Р) і лицьові (Л). Рядові вироби використовують для кладки зовнішніх і внутрішніх стін та інших елементів будівель і споруд, для виготовлення стінових панелей і блоків, а також для кладки фундаментів. Лицьові вироби використовують для кладки і одночасного личкування стін та інших елементів будівель і споруд, їхні лицьові поверхні можуть бути гладенькими, рифленими або офактуреними, природного кольору (кольору нормально випаленого черепка), пофарбованими шляхом введення у сировинні матеріали домішок або іншими способами. Лицьові поверхні офактурених облицювальних виробів можуть бути одержані торкретуванням мінеральним дріб'язком, ангобуванням, глазуруванням, двошаровим формуванням або іншими способами.

Класифікація керамічних виробів за міцністю (маркою) наведена у табл. 1.1, а класифікація виробів залежно від їх розмірів – у табл. 1.2.

Таблиця 1.1

Класифікація керамічних виробів за міцністю (маркою)

Марка виробу	Межа міцності, МПа (кгс/см ²)							
	на стиск для всіх видів виробів		на згин для					
			повнотілої цегли пластичного формування		цегли напівсухого пресування і порожнистої цегли		потовщеної цегли	
	середній для 5 зразків	найменший для окремого зразка	середній для 5 зразків	найменший для окремого зразка	середній для 5 зразків	найменший для окремого зразка	середній для 5 зразків	найменший для окремого зразка
1	2	3	4	5	6	7	8	9
300	30,0 (300)	25,0 (250)	4,4 (44)	2,2 (22)	3,4 (34)	1,7 (17)	2,9 (29)	1,5 (15)
250	25,0 (250)	20,0 (200)	3,9 (39)	2,0 (20)	2,9 (29)	1,5 (15)	2,5 (25)	1,3 (13)

Закінчення таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
200	20,0 (200)	17,5 (175)	3,4 (34)	1,7 (17)	2,5 (25)	1,3 (13)	2,3 (23)	1,1 (11)
175	17,5 (175)	15,0 (150)	3,1 (31)	1,5 (15)	2,3 (23)	1,1 (11)	2,1 (21)	1,0 (10)
150	15,0 (150)	12,5 (125)	2,8 (28)	1,4 (14)	2,1 (21)	1,0 (10)	1,8 (18)	0,9 (9)
125	12,5 (125)	10,0 (100)	2,5 (25)	1,2 (12)	1,9 (19)	0,9 (9)	1,6 (16)	0,8 (8)
100	10,0 (100)	7,5 (75)	2,2 (22)	1,1 (11)	1,6 (16)	0,8 (8)	1,4 (14)	0,7 (7)
75*	7,5 (75)	5,0 (50)	1,8 (18)	0,9 (9)	1,4 (14)	0,7 (7)	1,2 (12)	0,6 (6)
Для цегли і каменів із горизонтальним розташуванням порожнин								
100	10,0 (100)	7,5 (75)	-	-	-	-	-	-
75	7,5 (75)	5,0 (50)	-	-	-	-	-	-
50	5,0 (50)	3,5 (35)	-	-	-	-	-	-
35*	3,5 (35)	2,5 (25)	-	-	-	-	-	-
25*	2,5 (25)	1,5 (15)	-	-	-	-	-	-

Примітка. Межу міцності порожнистих виробів на стиск визначають за фактичною площею.

* - тільки для рядових виробів.

Таблиця 1.2

Класифікація керамічних виробів залежно від розмірів

Тип виробу	Номинальні розміри, мм			Коефіцієнт перерахунку на умовну цеглу
	довжина	ширина	товщина	
1	2	3	4	5
Цегла звичайних розмірів (умовна)	250	120	65	1,00
Цегла потовщена	250	120	88	1,35
Цегла модульних розмірів	288	138	63	1,28
Цегла модульних розмірів потовщена	288	138	88	1,79

Закінчення таблиці 1.2

1	2	3	4	5
Цегла потовщена з горизонтальним розташуванням порожнин	250	120	138	2,12
Камінь звичайних розмірів	250	120	138	2,12
Камінь модульних розмірів	288	138	138	2,81
Камінь модульних розмірів укрупнений	288	288	88	3,74
Камінь укрупнений	250	250	138	4,42
Камінь укрупнений із горизонтальним розташуванням порожнин	250	250	120	3,85

Примітка. Допускається за погодженням зі споживачами випускати вироби з іншими розмірами за умови додержання обов'язкових вимог ДСТУ Б В.2.7-61-97.

Залежно від середньої густини керамічних виробів, їх поділяють на ефективні, умовно ефективні та звичайні (табл. 1.3). За морозостійкістю цеглу та камені керамічні поділяють на марки F15, F25, F35 та F50 [13].

Таблиця 1.3

Класифікація керамічних виробів за середньою густиною

Група виробів	Середня густина, кг/м ³	Теплопровідність, Вт/м·К
Ефективні		
цегла	не більше 1400	не більше 0,46
камені	не більше 1450	
Умовно ефективні		
цегла	від 1400 до 1600 вкл.	від 0,46 до 0,58 вкл.
камені	від 1450 до 1600 вкл.	
Звичайна цегла	більше 1600	більше 0,58

При маркуванні керамічної цегли та каміння застосовують певні умовні позначення виробів (табл. 1.4).

Відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-61-97 [13] вироби повинні мати форму прямокутного паралелепіпеда. Поверхня граней виробів повинна бути плоскою, ребра – прямолінійними.

Допускається випускати вироби з закругленими вертикальними ребрами з радіусом закруглення не більше 15 мм.

Таблиця 1.4

Умовні позначення керамічних виробів

Назва виробу	Умовні позначення
Цегла керамічна рядова повнотіла, марки за міцністю 100, густиною 1650 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F15	Цегла КРПв-1/100/1650/15 ДСТУ Б В.2.7-61-97
Цегла керамічна рядова порожниста, марки за міцністю 150, густиною 1480 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F15	Цегла КРПр-1/150/1480/15 ДСТУ Б В.2.7-61-97
Цегла керамічна рядова порожниста, ефективна потовщена, марки за міцністю 125, густиною 1350 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F25	Цегла КРПр-2/125/1350/25 ДСТУ Б В.2.7-61-97
Камінь керамічний рядовий порожнистий, марки за міцністю 100, густиною 1460 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F15	Камінь КР-6/100/1460/15 ДСТУ Б В.2.7-61-97
Камінь керамічний рядовий, модульних розмірів, порожнистий, марки за міцністю 175, густиною 1480 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F15	Камінь КР-7/175/1480/15 ДСТУ Б В.2.7-61-97
Камінь керамічний рядовий ефективний, укрупнений порожнистий, із горизонтальним розташуванням порожнин, марки за міцністю 50, густиною 1390 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F15	Камінь КР-10/50/1390/15 ДСТУ Б В.2.7-61-97
Цегла керамічна рядова ефективна, потовщена порожниста, з горизонтальним розташуванням порожнин, марки за міцністю 100, густиною 1350 кг/м ³ , марки за морозостійкістю F15	Цегла КРПр-5/100/1350/15 ДСТУ Б В.2.7-61-97

Примітка. При умовних позначеннях лицьових виробів замість літери „Р” вводитьься літера „Л”.

Цеглу виготовляють повнотілою (без порожнин або з технологічними порожнинами об’ємом до 13% для запобігання структурному утворенню завилькуватості) і порожнистою (рис.1.1), а камені – лише порожнистими (рис.1.2).

Усі вироби, за винятком призначених для кладки фундаментів, можуть виготовлятися пористими. Розміри, форма та розташування порожнин у виробих, а також порожнистість виробів визначені у [13].

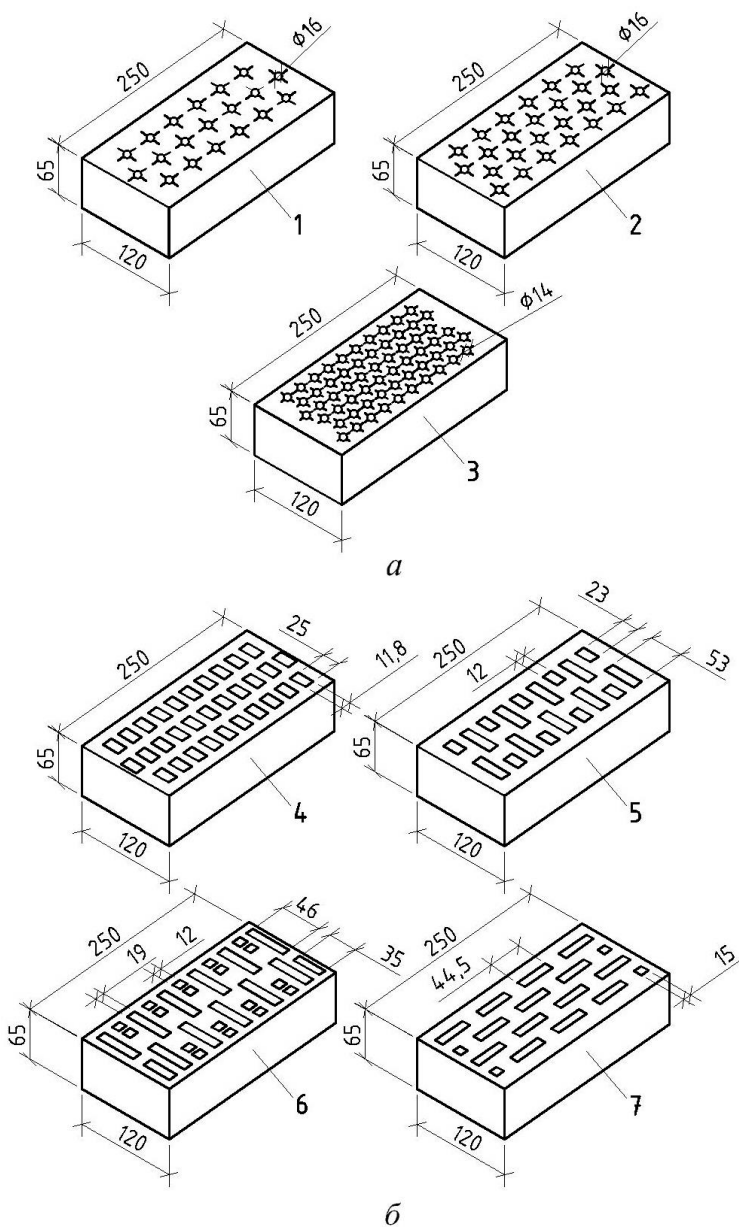
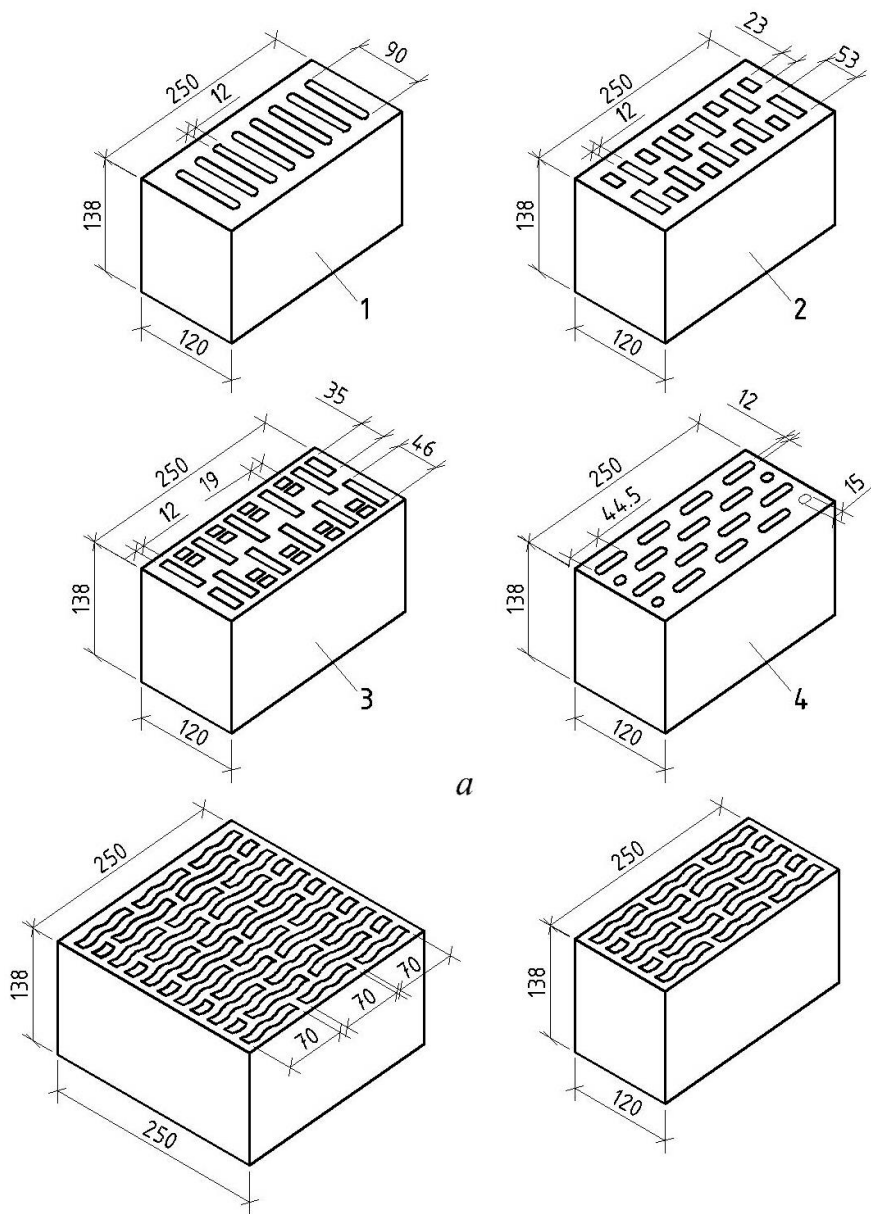


Рис. 1.1. Цегла глиняна порожниста: *а* – з круглими порожнинами; *б* – зі щільними порожнинами;

1 – 7 – типи цегли



a

б

Рис. 1.2. Каміні керамічні порожнисті: *а* – одинарні;
б – укрупнені (цілий камінь і половинка)

Порожнини у виробках (рис.1.3) повинні розташовуватись перпендикулярно (вертикально розташовані) або паралельно (горизонтально розташовані) до постелі і можуть бути наскрізними і ненаскрізними. Ширина щілиновидних порожнин повинна бути не більше 16 мм, а діаметр циліндричних наскрізних і розмір сторони квадратних порожнин – до 20 мм.

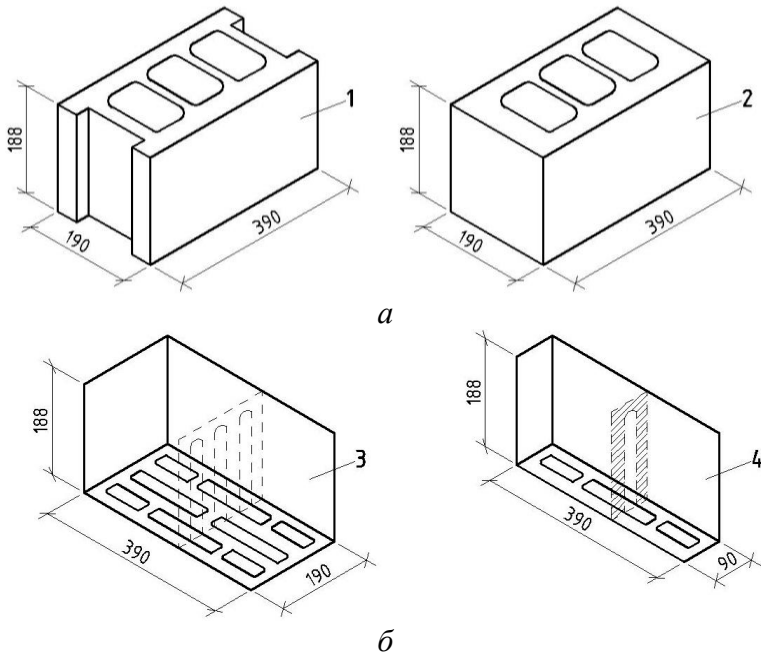


Рис. 1.3. Каміні бетонні порожнисті: *а* – з трьома порожнинами;
б – зі щілинними порожнинами; 1 – ложковий камінь; 2 –
 тичковий; 3 – цілий; 4 – поздовжня половинка

Для укрупнених каменів допускаються порожнини (для захвату при кладці) із загальною площею перерізу не більше 13% від площі основи. Товщина зовнішніх стінок порожнистих виробів повинна бути не менше 12 мм. Лицьові вироби повинні

мати дві лицьові поверхні - ложкову та поперечикову. Тріщини на лицьовій поверхні лицьових виробів, а також тріщини та розшарування по контакту фактурного шару з основною масою виробів не допускаються. На лицьових поверхнях не повинно бути відколів, плям вицвітів та інших дефектів, видимих на відстані 10 м на відкритому майданчику при денному освітленні.

Відхилення від номінальних розмірів і показників зовнішнього вигляду виробів не повинні перевищувати на одному виробі величин, наведених у табл. 1.5.

Таблиця 1.5

Граничні відхилення від номінальних параметрів
керамічних виробів

Найменування показників	Значення відхилень		
	для рядових виробів і нелицьових поверхонь лицьових виробів		для лицьових поверхонь лицьових виробів
	для виробів пластичного формування із лесів, трепелів, діатомітів	для виробів пластичного формування і напівсухого пресування	
1	2	3	4
Відхилення від розмірів, мм, не більше: - за довжиною - за шириною - за товщиною – для цегли - за товщиною – для каменю	± 7 ± 5 ± 3 ± 4	± 5 ± 4 ± 3 ± 4	± 4 ± 3 + 3 - 2
Відхилення від прямолінійності ребер і площинності граней, мм, не більше: - за постелею - за ложком - за поперечником	4 6 не нормується	3 4 не нормується	- 3 2
Неперпендикулярність граней і ребер, віднесена до довжини 120 мм, не більше	не нормується		2
Відбитості кутів глибиною від 10 до 15 мм, шт.	2		не допускаються
Відбитості і притупленості ребер			

завглибшки не більше 10 мм і завдовжки від 10 до 15 мм, шт., не більше	2	не допускаються
--	---	-----------------

Закінчення таблиці 1.5

1	2	3	4
Тріщини завширшки більше 0,5 мм, протяжністю до 30 мм за постелею повнотілої цегли і порожнистих виробів не більше, ніж до першого ряду порожнин (завглибшки на всю товщину цегли або на ½ товщини поперечикової або ложкової грані каменів), шт., не більше: на ложкових гранях на поперечикових гранях	1 1		нНе допускаються
Окремі посічки завширшки до 0,5 і завдовжки до 40 мм на 1дм ² лицьової поверхні, шт., не більше	не нормується		2

Водопоглинання рядових виробів, які висушені до постійної маси, повинно бути для повнотілої цегли не менше 8% за масою, порожнистих виробів - не менше 6% за масою. Водопоглинання лицьових виробів повнотілих і порожнистих повинно бути не менше 6% за масою. Водопоглинання лицьових виробів залежно від використаної сировини повинне бути не більше, у відсотках за масою: 12% - із білопалених глин; 18% - із каолінових глин або шихт із домішкою каоліну понад 20%; 20% - із карбонатомісних глин (із вмістом карбонатів у перерахунку на CaCO₃ понад 10%) і з глин із домішкою трепелів і діатомітів; 28% - із трепелів і діатомітів; 14% - з інших видів глин.

Вироби повинні бути морозостійкими і в насиченому водою стані витримувати без ознак видимих пошкоджень (розшарування, злущення, розтріскування, викришування) не менше 15, 25, 35 і 50 циклів поперемінного заморожування і відтавання для марок за морозостійкістю відповідно F15, F25, F35 і F50. Лицьові вироби повинні мати марку за морозостійкістю не нижче F25. Маса цегли у висушеному стані повинна бути не більше 4,3 кг, каменів - не більше 16 кг.

Вибирають марку каменю або клас бетону залежно від необхідної несучої здатності конструкції. Мінімальні марки каменю для зовнішніх стін будівель наведені у табл. 1.6.

Таблиця 1.6

Кам'яні матеріали для стін будівель

Матеріали	Мінімальні марки матеріалів при ступені довговічності		
	I	II	III
Для зовнішніх стін будівель із приміщеннями сухими та з нормальною вологістю (до 60 %)			
Камені бетонні всіх видів:			
- суцільні	75	50	35
- порожнисті	50	35	35
Цегла порожниста:			
- напівсухого пресування	75	50-75	35-50
- пластичного пресування	50	50	50
- пориста	—	75	35
- трепельна	—	75	35-50
Цегла глиняна звичайна:			
- пластичного пресування	75	50	50
- напівсухого пресування	100	75	75
Цегла силікатна	75	75	75
Цегла шлакова	—	75	25
Каміння керамічне з порожнинами:			
- вертикальними	75	75	50
- горизонтальними	50	35	35
Камені природні з $\gamma > 16,0 \text{ кН/м}^3$	100	50	35
$\gamma \leq 16,0 \text{ кН/м}^3$	25	15	7
Для зовнішніх стін будівель із вологими приміщеннями (W=60–75%)			
Камені легкобетонні суцільні	—	—	75
Камені бетонні з важкого бетону, $\gamma > 18,0 \text{ кН/м}^3$:			
- суцільні	100	75	50
- порожнисті	75	50	35
Цегла глиняна порожниста і пориста пластичного пресування	—	—	75
Цегла глиняна звичайна пластичного пресування	150	100	75
Цегла силікатна	—	200	100

Камені природні: - $\gamma < 16,0 \text{ кН/м}^3$ - $\gamma \geq 16,0 \text{ кН/м}^3$	200	150	100
	100	75	50

Закінчення таблиці 1.6

Матеріали	Мінімальні марки матеріалів при ступені довговічності		
	I	II	III
Для зовнішніх стін із мокрими приміщеннями, а також відкритих водонасичених конструкцій будівель і споруд, які знаходяться під впливом атмосферних опадів			
Камені бетонні суцільні з важкого бетону, $\gamma > 18,0 \text{ кН/м}^3$	150	100	75
Цегла глиняна звичайна	200	150	100
Камені природні важкі	300	200	150

*Примітки: 1. При захисті стін вологих і мокрих приміщень із внутрішньої сторони пароізоляційним або гідроізоляційним шаром і при зовнішньому облицюванні стін приміщень сухих і з нормальною вологістю, а також цоколів будівель плитами товщиною понад 35 мм мінімальні марки матеріалів можуть бути знижені на одну позицію.
2. Мінімальні марки каменів, вказані у таблиці, можуть не поширюватися на природні і ґрунтові кам'яні матеріали, достатня довговічність яких встановлена при попередньому будівництві в умовах певного району в аналогічних конструкціях. Такі матеріали можна використовувати за місцевими технічними умовами.*

Довговічність каменів і бетонів значною мірою залежить від морозостійкості, яка характеризується маркою за морозостійкістю F. Використовують кам'яні матеріали таких марок: F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300. Бетони використовують тих же марок, окрім F10.

Проектні марки кам'яних матеріалів за морозостійкістю для кладки зовнішньої частини стіни (завтовшки 120 мм) і для фундаментів (на всю товщину) вибирають за табл. 1.7 залежно від передбачуваного терміну служби будівлі чи ступеню її довговічності (термін служби 100 років - I ступінь, 50 років - II ступінь, 25 років - III ступінь).

Таблиця 1.7

Марки каменів за морозостійкістю

Вид конструкцій	Значення марки за морозостійкістю при терміні служби, років		
	100	50	25
1. Зовнішні стіни або їх облицювання у будівлях із вологовим режимом приміщень:			
а) сухим і нормальним	25	15	10
б) вологим	35	25	15
в) мокрим	50	35	25
2. Виступаючі горизонтальні та похилі елементи конструкцій і облицювань, не захищені водонепроникними покриттями (парапети, зовнішні підвіконня, кар-низи, пояски, зрізи, цоколі та інші частини будівлі, що зволожуються від дощу і танучого снігу)	50	35	25
3. Фундаменти та підземні частини стін:			
а) із цегли глиняної пластичного пресування, штучних каменів	35	25	15
б) із природного каменю	25	15	15

Примітки: 1. Марка за морозостійкістю для глиняної цегли пластичного пресування може бути знижена на одну позицію, але не нижче F10 у випадках: а) для зовнішніх стін із сухим і вологим режимами (п.1,а), захищених із зовнішньої сторони облицюваннями завтовшки понад 35 мм, які задовольняють вимоги за морозостійкістю таблиці; морозостійкість лицьової цегли та керамічного каменю має бути не меншою за F25 для конструкцій усіх термінів служби; б) для зовнішніх стін із вологим і мокрим режимами приміщень (п.1,б; 1,в), захищених із внутрішньої сторони гідроізоляційними або пароізоляційними покриттями; в) для фундаментів і підземних частин стін будівель із протуарами або мощеннями, зведених у маловологих ґрунтах, якщо рівень ґрунтових вод нижчий за планувальну відмітку землі на 3 м і більше (п. 3). 2. Марки за морозостійкістю кам'яних матеріалів (п.3), які

використовують для фундаментів і підземних частин стін, слід підвищувати на одну позицію, якщо рівень ґрунтових вод нижчий за планувальну відмітку землі мени, як на 1м.

Для зовнішніх стін багатошарової кладки при товщині зовнішнього шару до 120 мм, за яким розташований утеплювач, марку за морозостійкістю лицьового шару необхідно приймати на одну ступінь вищою, ніж для основної кладки.

Проектні марки за морозостійкістю встановлюють лише для матеріалів, із яких виконують верхню частину фундаментів (до половини розрахункової глибини промерзання ґрунту).

Марки за морозостійкістю каменів, блоків і панелей, виготовлених із бетонів усіх видів, необхідно приймати за СНиП із проектування бетонних і залізобетонних конструкцій [25].

1.2. Розчини

Розчини для кам'яної та армокам'яної кладок – цементні, вапняні, змішані - поділяються на важкі (середня густина в сухому стані 1500 кг/м³ і більше) та легкі (середня густина до 1500 кг/м³). Заповнювачами для важких розчинів є кварцові, польовошпатні і вапнякові піски, для легких – туфові, пемзові та інші легкі піски. Для покращення легковкладальності розчину до його складу вводять пластифікатори (вапняне або глиняне тісто). Для мурування стін найчастіше використовують розчини марок 10, 25, 50, 75, 100. Вибір марки розчину виконують залежно від ступеню довговічності будівлі та умов експлуатації конструкції. Мінімальні марки розчину наведені в табл. 1.8 та 1.9.

Таблиця 1.8

Мінімальні марки розчинів для мурування зовнішніх стін

Конструкції	Відносна вологість повітря у приміщенні	Розчини	Ступінь довговічності будівель		
			I	II	III
1	2	3	4	5	6

Зовнішні стіни будівель із приміщеннями сухої і нормальної вологості	60%	Цементно-вапняні	10	10	4
		Цементно-глиняні	10	10	4
		Вапняні	–	4	4
Зовнішні стіни будівель із вологими приміщеннями	61-75%	Цементно-вапняні	25	25	10
		Цементно-глиняні	25	25	25

Закінчення таблиці 1.8

1	2	3	4	5	6
Зовнішні стіни будівель із мокрими приміщеннями; відкриті водонасичені конструкції	понад 75%	Цементно-вапняні	50	25	10
		Цементно-глиняні	50	50	25

Таблиця 1.9

Мінімальні марки розчинів для підземного мурування і мурування цоколів нижче гідроізоляційного шару будівлі

Вологісні характеристики ґрунту	Розчини	Ступінь довговічності будівель		
		I	II	III
Маловологий (при заповненні водою до 50% всього об'єму пор)	Цементно-вапняні	25	10	10
	Цементно-глиняні	25	10	10
	Вапняні	–	–	4
Досить вологий (при заповненні водою від 50 до 80% всього об'єму пор)	Цементно-вапняні	50	25	10
	Цементно-глиняні	50	25	10
	Цементні	50	50	25
Насичені водою (при заповненні водою понад 80% всього об'єму пор)	Цементно-вапняні	–	–	25
	Цементно-глиняні	–	–	25

1.3. Арматура

Для армокам'яних конструкцій використовують арматурні вироби зі сталі класів [11]:

для сіткового армування – А240С (А-I) та Вр-I діаметром 3...8 мм, (за наявності перетинів арматури у швах кладки діаметр стержнів повинен бути не більшим за 6 мм);

для поздовжньої і поперечної арматури, анкерів і в'язей – А240С (А-I), А300С (А-II), Вр-I діаметром від 3 мм (для розтягнутої арматури), і понад 8 мм (для стиснутої арматури).

Хомути виконують із дроту діаметром 3...6 мм Вр-I або зі сталі класу А240С (А-I).

Для збільшення несучої спроможності існуючих кам'яних конструкцій (колон, стовпів, простінків) може застосовуватися обойма, яка буде перешкоджати поперечному розширенню кладки, що збільшить опір кладки впливу поздовжньої сили. Найпоширеніші види обойм - металеві, а також у вигляді армованої штукатурки. Металева обойма складається із вертикальних кутиків, які встановлюються у кутах, і планок, що є хомути.

Обойма у вигляді армованої штукатурки складається із вертикальних стержнів з арматури класу А240С (А-I), А300С (А-II), А400С (А-III) діаметром 8...12 мм, і спіральної обмотки, яка охоплює ці стержні.

1.4. Види кладок

Вибір типів несучих стін будівлі здійснюють із урахуванням кліматичних умов району будівництва, температурно-вологісного режиму приміщень, наявності місцевих кам'яних матеріалів: природного каменю, цегли, пустотного керамічного та бетонного каменів; цегляних панелей і крупних блоків, теплоізоляційних матеріалів.

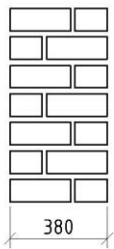
Застосовують кладки з каменів правильної форми (суцільні з цегли та каменю, суцільні з крупних блоків, полегшені з цегли та каменю) і з каменів неправильної форми (бутові, бутобетонні).

Суцільні кладки виконують із матеріалу одного виду, багатошарові – з одного або різних матеріалів; у полегшених кладках поряд із несучим шаром може бути повітряний прошарок, теплоізоляційні плити, мінеральні засипки, кладка з легких бетонів тощо.

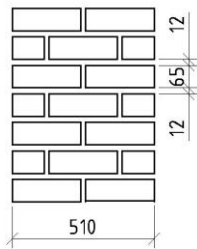
Міцність кладки досягається за рахунок її монолітності, що забезпечується зчепленням каменю з розчином і перев'язкою каменю у горизонтальних рядах. При недостатній перев'язці вертикальних швів поперечні деформації викликають розрив

каменів, що перекривають шов, внаслідок чого виникає розшарування кладки на ряд тонких стовпців із втратою стійкості і подальшим руйнуванням. Особливо це небезпечно при позacentровому стиску, згині, зрізі, розтягу, місцевому стиску. До перев'язки висувають такі вимоги: для кладки з суцільної цегли завтовшки 65 мм – один тичковий ряд на шість рядів кладки; з цегли завтовшки 88 мм і порожнистої цегли завтовшки 65 мм – один тичковий ряд на чотири ряди кладки; з каменю при висоті ряду до 200 мм – один тичковий ряд на три ряди кладки; тички можуть бути як в окремих тичкових рядах, так і чергуватися з ложковими.

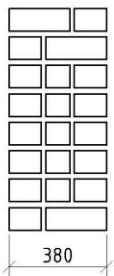
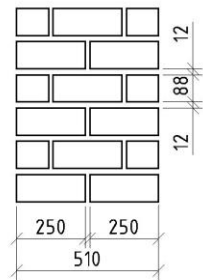
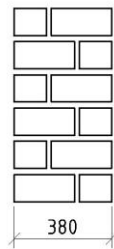
Найчастіше у будівельній практиці застосовують дві системи перев'язки: ланцюгову та багаторядну (рис. 1.4).



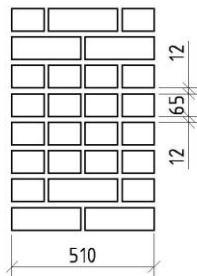
a



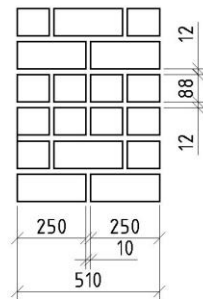
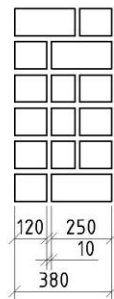
б



в



г



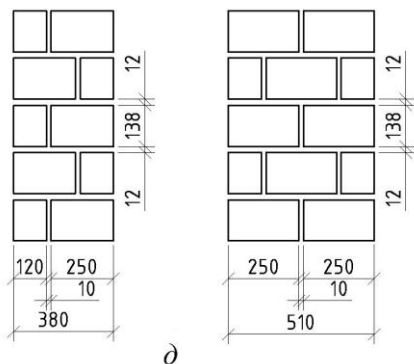


Рис. 1.4. Системи перев'язок кладки з цегли та керамічного каменю: *а, б* – ланцюгова перев'язка кладки з цегли; *в, г* – багаторядна перев'язка кладки з цегли; *д* – те ж, із керамічного каменю

У суцільних кладках середня товщина горизонтальних швів становить: для кладки з цегли, керамічного і бетонного каменю – 12 мм, але не менше 8 мм і не більше 15 мм; для кладки з природних каменів правильної форми – 15 мм, але не більше 20 мм.

Середня товщина вертикальних швів: для кладки з цегли, керамічних і бетонних каменів правильної форми – 10 мм, для кладки з природних каменів правильної форми – 15 мм.

Бутова кладка з природного каменю неправильної форми має бути виконана горизонтальними рядами висотою до 300 мм – при кладці „під лопатку” з рухливістю розчину 40 – 60 мм; до 200 мм – при кладці „під заливку” з рухливістю розчину 130 – 150 мм.

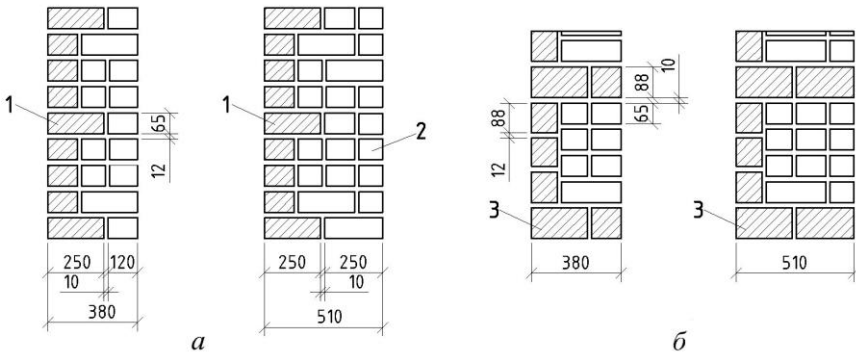
Двошарові кладки складаються із шару суцільної кам'яної кладки та оздоблювального шару - лицьової або рядової цегли, керамічного, бетонного або природного каменю і плит (рис. 1.5, рис. 1.6). Облицювальний шар кріпиться до основної кладки стіни тичковими рядами цегли, прокладними цегляними рядами, металевими в'язями. Облицювання із керамічних плит і каменю, залежно від їх конструкції, кріпиться до стіни закладними виступаючими частинами, закладними каменями, сталевими корозійностійкими анкерами, приклеюванням на розчин.

Лицьова цегла, камінь, облицювальні плити можуть укладатися із перев'язаними або неперев'язаними по фасаду

вертикальними швами. Товщина швів облицювання з лицьової цегли або керамічного каменю така ж, як і в основній кладці.

Шви в облицюванні заповнюють розчином і розшивають у процесі кладки стіни.

У каркасних будівлях і будівлях із поперечними внутрішніми несучими стінами зовнішні стіни проектують самонесучими або навісними. Несуча здатність у цьому випадку має менше значення, оскільки при меншому навантаженні на стіни міцність є забезпеченою при меншій товщині стіни. Суцільна кладка є недоцільною у будівлях до 4 – 5 поверхів та у верхніх 3 – 4 поверхах багатопверхівок. Конструкція зовнішніх стін у таких будівлях визначається необхідним опором теплопередачі. З цією метою застосовують полегшені види кладки, де частину кладки замінюють мінераловатними виробами, ніздрюватим бетоном, бетоном на пористих заповнювачах, поропластами тощо.



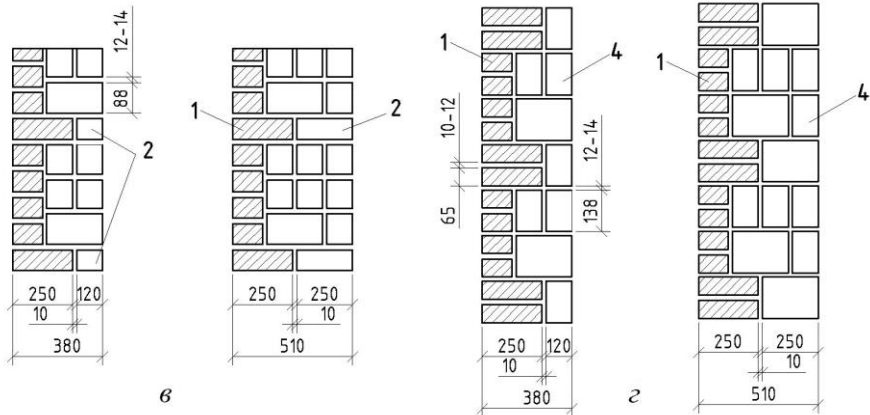
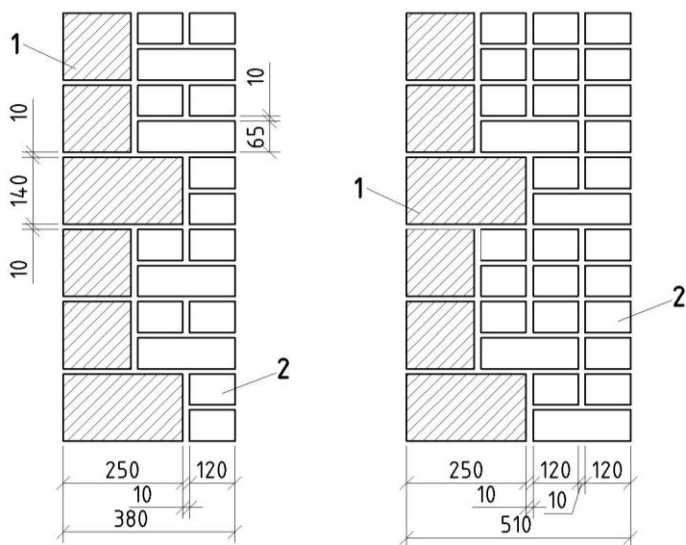
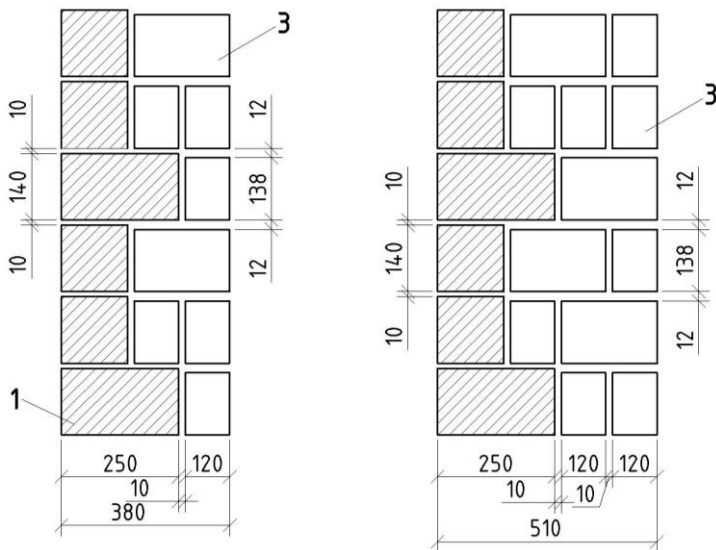


Рис.1.5. Облицовання стін лицьовою цеглою: *а, б* – із цегли завтовшки 65 мм; *в* – із цегли завтовшки 88 мм; *з* – зі стінового керамічного каменю; 1 – лицьова цегла; 2 – цегла рядова глиняна або силікатна завтовшки 65 мм; 3 – силікатна цегла завтовшки 88 мм; 4 – стінові керамічні камені



а



б

Рис. 1.6. Облицювання стін лицьовими керамічними каменями: *а* – із цегли завтовшки 65 мм; *б* – із лицьового керамічного каменю; 1 – лицьові керамічні камені; 2 – глиняна або силікатна цегла завтовшки 65 мм; 3 – керамічні камені

Залежно від кліматичних умов, виду теплоізоляційного матеріалу, товщини несучого шару тощо, теплоізоляція може розташовуватися із внутрішнього або зовнішнього боку стіни або між двома її шарами.

Зовнішні стіни з полегшеної кладки застосовують у будівлях із сухим і нормальним вологісним режимом приміщень. Допускається застосування полегшених кладок у приміщеннях із вологим режимом за умови захисту внутрішньої поверхні стін пароізоляційним шаром.

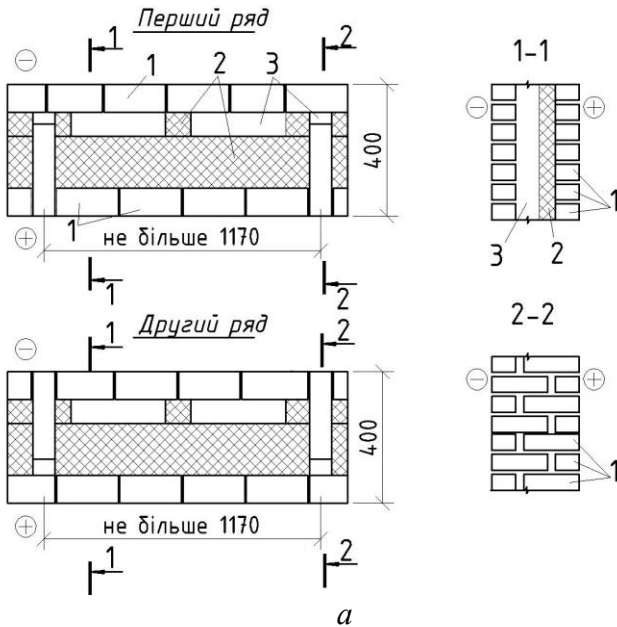
Кладка типу А (рис. 1.7, *а*) складається із двох шарів цегли завтовшки у півцеглини, між якими щільно до внутрішньої стінки укладено плитний утеплювач. Якщо при розрахунку стіни за несучою здатністю виникне потреба збільшити її товщину, то товщина внутрішнього шару може бути збільшена до 1 – 2 цеглин. Зв'язок між цегляними стінками забезпечується вертикальними поперечними діафрагмами шириною у

півцеглини, відстань між якими має бути не більше 1200 мм. Для зменшення впливу „містків холоду” у діафрагмах є повітряні прошарки, розташовані у шаховому порядку.

Кладка типу Б (рис. 1.7, б), як і кладка типу А, виконана з двох цегляних шарів завтовшки у півцеглини, з’єднаних вертикальними цегляними діафрагмами, відстань між якими не більше 1200 мм. Простір між шарами заповнюють мінеральними засипками завтовшки 270 або 400 мм.

Розрахунок стін типів А та Б, у яких поздовжні цегляні шари з’єднані жорсткими в’язями, виконують як елементів суцільного двотаврового перерізу.

Кладку стін типів А та Б здійснюють на розчинах марки не нижче 50. Для попередження можливого просідання плит утеплювача або засипок у межах одного поверху на рівні перекриття влаштовують випуски двох рядів тичкових цеглин із внутрішнього та зовнішнього шарів.



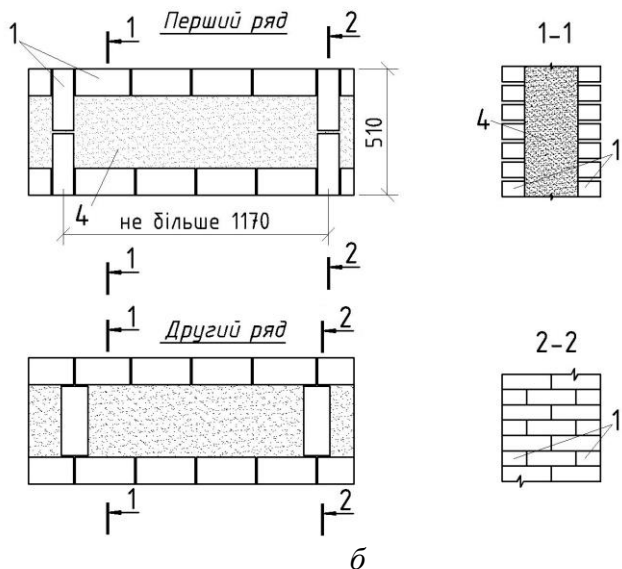


Рис. 1.7. Типи стін полегшеної кладки: *а* – тип А; *б* – тип Б;
 1 – цегла; 2 – плитний утеплювач; 3 – повітряні прошарки;
 4 – мінеральна засипка

Кладка типу В (рис. 1.8, *а*) складається із зовнішньої цегляної стіни, товщина якої визначена розрахунком за несучою здатністю, і суміжного з нею із внутрішнього боку шару з жорстких теплоізоляційних плит. Плити утеплювача встановлюють на гіпсових маяках із утворенням повітряного прошарку шириною не менше 20 мм. Кріплення теплоізоляційних плит передбачають двома способами: з опиранням на виступаючі горизонтальні ряди цегляної кладки або з кріпленням плит на металевих клямерах, які забивають у шви цегляної кладки.

Кладку типу Г (рис. 1.8, *б*) виконують із легкобетонних або ніздрюватих каменів марки не нижче 25 із зовнішнім облицюванням цеглою у півцеглини. З'єднання облицювання з кладкою забезпечується прокладними цегляними рядами. Кладка такого типу поєднує у собі несучі та теплоізоляційні функції стіни. З урахуванням розмірів каменів для кладки прийнято два типорозміри стін – 420 і 520 мм. Кладку

застосовують для будівель до 5 поверхів включно. Розрахунок кладки виконують як багатошарової стіни з жорсткими в'язями.

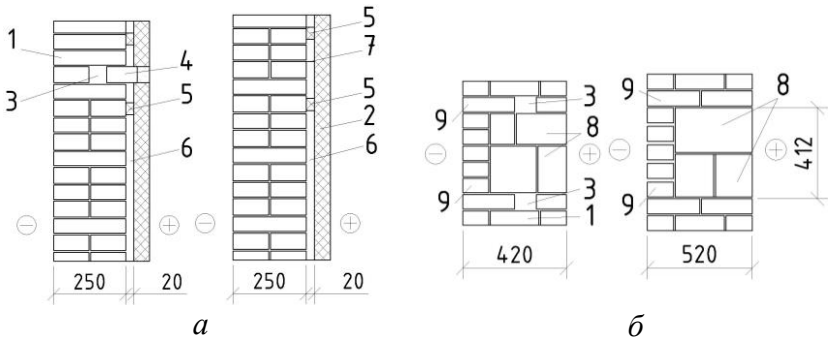


Рис. 1.8. Типи стін полегшеної кладки: *а* – тип В; *б* – тип Г;
 1 – цегла; 2 – теплоізоляційні плити; 3 – повітряні прошарки;
 4 – горизонтальні виступаючі ряди кладки; 5 – гіпсові маяки;
 6 – повітряні прошарки; 7 – клямер; 8 – легкобетонні камені;
 9 – лицевальна цегла

Для забезпечення термічного опору конструкції зовнішньої стіни розроблені та застосовуються у будівництві ефективні системи тепловукоізоляції стін (рис. 1.9, рис. 1.10), що дають можливість знизити навантаження від власної ваги стін при забезпеченні необхідної несучої здатності.

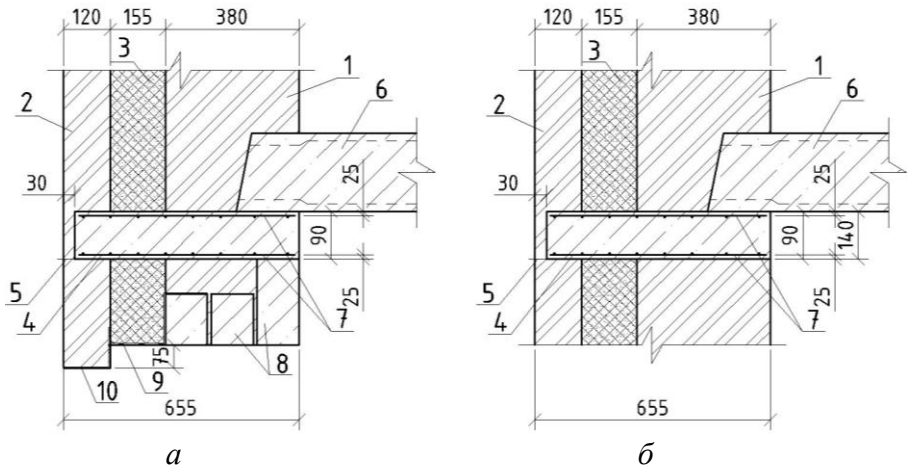


Рис. 1.9. Конструкція зовнішньої багатошарової стіни багатоповерхового будинку з цегляної кладки: *а* – переріз по вікну; *б* – переріз по простінку; 1 – несучий шар із цегляної кладки; 2 – лицьовий шар із лицьової керамічної цегли; 3 – утеплювач із пінополістиролу; 4 – монолітний пояс із керамзитобетону; 5 – пружна прокладка; 6 – плита перекриття; 7 – арматурні сітки; 8 – перемички; 9 – армований шар розчину; 10 – прокатний кутик 125×10

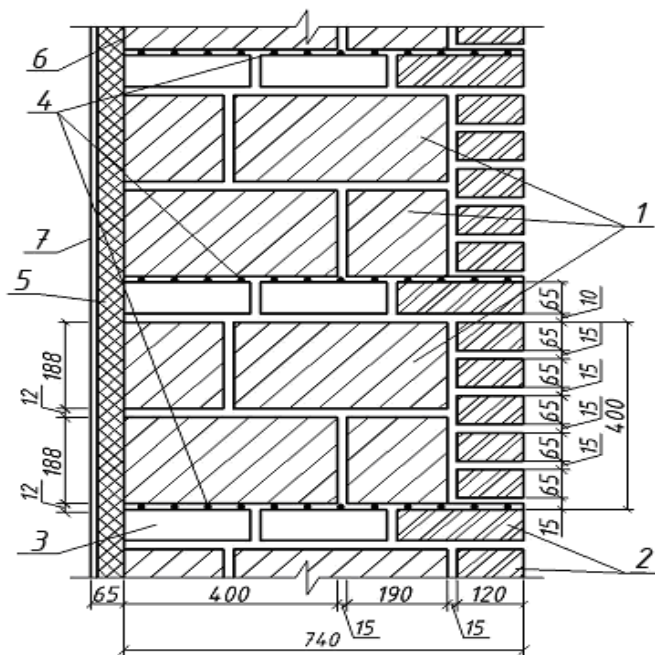


Рис. 1.10. Конструкція зовнішньої стіни з внутрішнім утеплювачем: 1 – керамзитобетонні блоки; 2 – лицьова цегла; 3 – рядова керамічна цегла; 4 – арматурні сітки; 5 – утеплювач; 6 – пароізоляція; 7 – внутрішнє оздоблення

Контрольні запитання

1. Які властивості повинні мати матеріали для кам'яних і армокам'яних кладок ?
2. Бетони яких класів застосовують для виготовлення елементів кладки?
3. Які камені і цеглу за міцністю застосовують для мурування?
4. Які показники враховують при виборі матеріалу для кладки?

5. Які особливості вибору матеріалу для кладки конструкцій будівель із вологими приміщеннями?
6. Як впливає вологість приміщень на вибір марки каменю за морозостійкістю? Навести приклади.
7. Які розчини використовують для мурування?
8. Яку арматуру застосовують для армування кладки?
9. Яку роль виконують горизонтальні сітки?
10. З якою метою ставлять вертикальну арматуру?
11. Для чого служить обойма? Які матеріали застосовують для створення обойм?
12. Які є види кладок?
13. Для чого необхідна перев'язка кладки? Які є системи перев'язки?
14. З яких матеріалів виконують суцільні кладки?
15. Які особливості конструювання зовнішніх стін у каркасних будівлях?
16. У чому полягають особливості конструювання полегшених кладок?
17. Яку роль виконує повітряний прошарок у зовнішній стіні?
18. Які властивості легкобетонного каміння визначальні при виборі матеріалів для зовнішніх стін?
19. Як забезпечують стійкість елементів багатошарових стін?
20. Чи можливо конструювати зовнішні стіни з внутрішнім утепленням? Яких умов необхідно при цьому дотримуватися і чому?

Розділ 2

Міцнісні та деформативні властивості кам'яної кладки

2.1. Характер напруженого стану кладки

Камінь і розчин у кладці перебувають в умовах складного напруженого стану (рис. 2.1, 2.2, 2.3), тому що в поперечних і похилих перерізах кам'яних конструкцій одночасно виникають позацентровий і місцевий стиск, згин, зріз, розтяг.

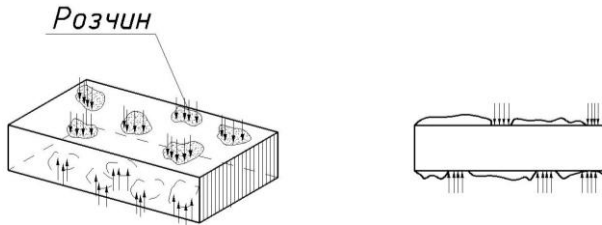


Рис. 2.1. Схема напруженого стану цегляної кладки

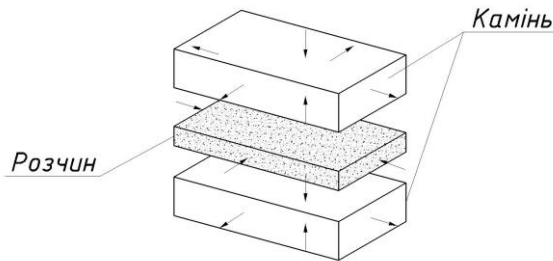


Рис. 2.2. Напружений стан каменю і розчину внаслідок різних деформативних властивостей

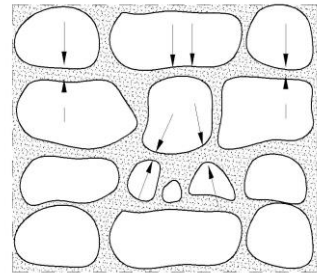


Рис. 2.3. Концентрація напружень у будівній кладці

Це пояснюється тим, що щільність і жорсткість розчину за довжиною і шириною шва внаслідок впливу різних факторів (нерівномірність водовіддачі, усадка, нерівномірне розкладання муляром розчину, наявність вертикальних швів, пустот у

горизонтальних і вертикальних швах) неоднорідні, а також тим, що передача зусиль із верхніх каменів на нижні внаслідок тих же причин відбувається не лише у вертикальному, а й у горизонтальному і похилому напрямках.

У роботі кам'яної або цегляної кладки від початку прикладання навантаження до руйнування розрізняють чотири стадії напружено-деформованого стану. Перша стадія (рис. 2.4, *a*) відповідає нормальній експлуатації кладки, коли зусилля, що виникають у ній від навантаження, не викликають видимих пошкоджень.

Друга стадія роботи кладки характеризується появою на окремих ділянках невеликих тріщин (рис. 2.4, *б*). Навантаження N становить 60-80 % від руйнівного. Якщо навантаження не зростає, то подальший розвиток тріщин не спостерігається.

На третій стадії, при збільшенні навантаження, виникають нові та розвиваються старі тріщини, які з'єднуються між собою, перетинаючи значну частину кладки у вертикальному напрямку (рис. 2.4, *в*). При тривалій дії такого навантаження, навіть без його зростання, розвиваються значні пластичні деформації і поступово продовжується подальший розвиток тріщин, які розшаровують кладку. Третя стадія неминуче переходить у четверту – стадію руйнування від втрати стійкості розшарованої тріщинами кладки (рис. 2.4, *г*).

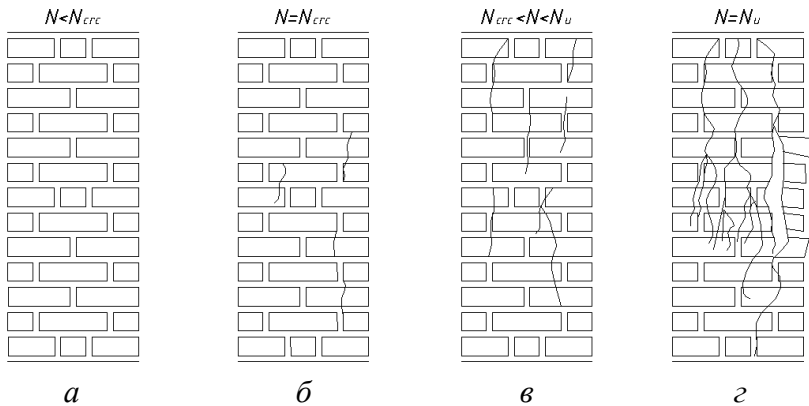


Рис. 2.4. Стадії роботи кладки при стисканні

На міцність кладки впливає марка каменю або цегли, марка розчину та його водоутримувальна здатність, розміри, форма і характер поверхні каменю, вид кладки, спосіб перев'язки швів тощо.

Міцність на стиск кладки з каменів правильної форми з перев'язаними швами більша, ніж із каменів неправильної форми або при незаповнених і неперев'язаних швах. Навіть при дуже міцному розчині міцність кладки завжди буде меншою від міцності каменю (цегли) при стиску.

Середню міцність кладки на стиск визначають за емпіричною формулою професора Л.І.Онищика:

$$\bar{R} = A\bar{R}_1 \left(1 - \frac{a}{b + \frac{\bar{R}_2}{2\bar{R}_1}} \right) \cdot \eta, \text{ МПа}, \quad (2.1)$$

де A - конструктивний коефіцієнт, який становить:

$$A = \frac{10 + \bar{R}_1}{10m + n\bar{R}_1},$$

тут: \bar{R}_1 – межа міцності каменю на стиск, МПа;

\bar{R}_2 – межа міцності розчину на стиск, МПа;

a, b – емпіричні коефіцієнти;

m, n – коефіцієнти, залежать від виду кладки (табл. 2.1);

η – поправний коефіцієнт, що вводиться при низьких марках розчину, його величина коливається (для цегляної кладки в межах 0,75 ... 1,0).

Із формули (2.1) видно, що зростання міцності кладки з підвищенням марки розчину затухає, і навіть при $\bar{R}_2 = \infty$ міцність кладки $\bar{R} = A\bar{R}_1 < \bar{R}_1$. Тому використовувати розчини високих марок (понад 75) для звичайних кладок не економічно.

У деяких випадках кладка може працювати на розтяг за неперев'язаним перерізом, наприклад, у позацентрово стиснутих стінах або простінках (рис. 2.5, а) або за перев'язаним

перерізом, наприклад, у круглих резервуарах, силосах чи інших спорудах (рис. 2.5, б).

Таблиця 2.1

Значення емпіричних коефіцієнтів, що характеризують міцність кладки залежно від її виду

Види кладки	Коефіцієнт			
	<i>a</i>	<i>в</i>	<i>m</i>	<i>n</i>
1. Із цегли, керамічних блоків і каміння правильної форми, висотою ряду 50-150 мм	0,20	0,30	1,25	3,0
2. Із суцільних каменів правильної форми, висота ряду 180-360 мм	0,15	0,30	1,10	2,5
3. Те ж, з порожнистих каменів	0,15	0,30	1,50	2,5
4. Із суцільних крупних блоків з висотою ряду понад 500 мм	0,09	0,30	1,10	2,0
5. Із рваного бутового каменю	0,20	0,25	2,50	8,0

Руйнування за непере́в'язаним перерізом у більшості випадків відбувається у площині контакту каменю і розчину у горизонтальних швах. Руйнування кладки за пере́в'язаним перерізом відбувається або по розчину, або по каменю і розчину одночасно.

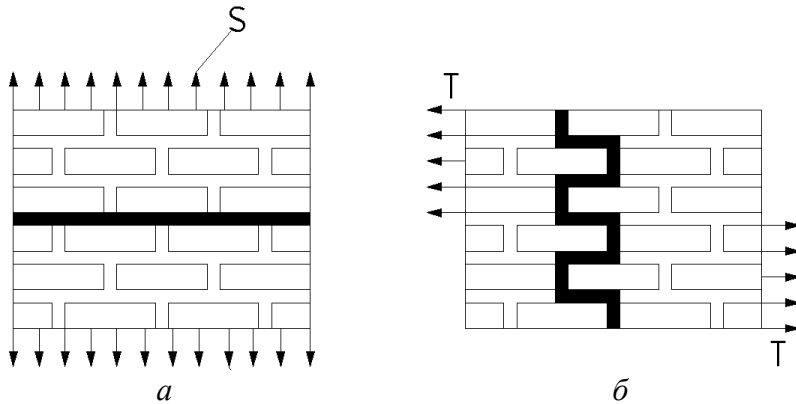


Рис. 2.5. Схеми руйнування розтягнутої кладки: *a* – за непере́в'язаним швом; *б* – за пере́в'язаним швом

2.2. Розрахункові опори кладки

Розрахункові опори кладки R визначають, поділивши середнє очікуване значення межі міцності кладки на коефіцієнт надійності $k = 2...2,5$, який враховує як статистичні дані, так і інші фактори, що можуть викликати несприятливі відхилення межі міцності кладки від найімовірніших значень.

Розрахункові опори кладки залежно від виду та марки каменю і розчину для різних силових впливів наведені в таблицях 2.2 – 2.14.

Таблиця 2.2

Розрахункові опори R , МПа, стиску кладки з цегли усіх видів і керамічного каменю з вертикальними порожнинами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки 50. . .150 мм на важких розчинах

Марка цегли або каменю	Марка розчину								Міцність розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	0
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,50
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,30
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,00
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,80
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,70
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,60
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,50
50	—	—	—	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	—	—	—	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примітки: 1. Розрахункові опори кладки на розчинах марок від 4 до 50 необхідно зменшувати, застосовуючи понижувальні коефіцієнти: 0,85 - для кладки на жорстких цементних розчинах без добавок вапна або глини, легких і вапняних розчинах у віці до 3 місяців; 0,9 - для кладки на цементних розчинах без вапна і глини з органічними пластифікаторами. Зменшувати розрахунковий опір стиску не потрібно для кладки вищого татунку, коли шов виконують розчином в рамку з вирівнюванням і ущільненням розчину рейкою. У проекті вказують марку розчину для звичайного мурування і для кладки підвищеного татунку. 2. Позначення марок каменю та розчину тут і далі, згідно з нормами [26], наведено у кгс/см².

Розрахункові опори стиску кладки з порожнистої керамічної цегли з вертикальними прямокутними порожнинами шириною 12-16 мм і квадратними порожнинами перерізом 20×20 мм порожнистістю 20-35% при висоті ряду кладки 77-100 мм необхідно приймати за табл. 2.2 із понижувальними коефіцієнтами: на розчині М100 і вище – 0,90; на розчині М75, М50 – 0,80; на розчині М25, М10 – 0,75; при міцності розчину 0 - 0,4 МПа – 0,65.

Таблиця 2.3

Розрахункові опори **R**, МПа стиску кладки з керамічних каменів порожнистістю 48-50% зі щілинними вертикальними порожнинами шириною 8-10 мм при висоті ряду кладки 200-250 мм на важких розчинах

Марка каменю	Марка розчину								Міцність розчину	
	150	125	100	75	50	25	10	4	0,2	0
125	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1	1,9	1,6	1,4	1,3	1,0
100	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9
75	-	-	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	1,0	0,9	0,7

Таблиця 2.4

Розрахункові опори **R**, МПа, стиску віброцегляної кладки на важких розчинах

Марка цегли	Марка розчину				
	200	150	100	75	50
300	5,6	5,3	4,8	4,5	4,2
250	5,2	4,9	4,4	4,1	3,7
200	4,8	4,5	4,0	3,6	3,3
150	4,0	3,7	3,3	3,1	2,7
125	3,6	3,3	3,0	2,9	2,5
100	3,1	2,9	2,7	2,6	2,3
75	-	2,5	2,3	2,2	2,0

Примітки: 1. Розрахункові опори стиску цегляної кладки, провібованої на вібростолах, визначають за таблицею з урахуванням коефіцієнта 1,05. 2. Розрахункові опори стиску віброцегляної кладки завтовшки понад 300 мм визначають за таблицею з урахуванням коефіцієнта 0,85.

Розрахункові опори таблиці 2.4 характеризують ділянки кладки шириною ≥ 400 мм. У самонесучих і ненесучих стінах допускаються ділянки 250-380 мм, при цьому розрахункові опори кладки визначають за таблицею 2.4 з урахуванням коефіцієнта 0,8.

Таблиця 2.5

Розрахункові опори R , МПа, стиску кладки з крупних суцільних блоків із бетонів усіх видів і блоків із природного каменю пилених або чисто тесаних при висоті кладки 500 . . . 1000 мм

Клас бетону	Марка каменю	Марка розчину							Нульова міцність 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
B30	400	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
B25	300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
B20	250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
B15	200	5,4	5,2	5,0	4,0	4,7	4,3	4,0	3,0
B12,5	150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,40
B7,5	100	—	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,70
B5	75	—	—	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,30
B3,5	50	—	—	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85
B2,5	35	—	—	—	—	1,1	1,0	0,9	0,60
B2	25	—	—	—	—	0,9	0,8	0,7	0,50

Примітки: 1. Розрахункові опори стиску кладок із крупних блоків висотою понад 1000 мм приймають із коефіцієнтом 1,1.

2. Розрахункові опори стиску кладки з крупних бетонних блоків і блоків із природного каменю, шви у якій виконані з розчину під рамку з розрівнюванням і ущільненням рейкою (що оговорено в проекті), допускається приймати з коефіцієнтом 1,2.

3. Класи бетону слід приймати за табл.1 СТ СЕВ 1406-78. За марку блоків із природного каменю слід приймати межу міцності на стиск МПа (кгс/см^2), еталонного зразка-куба, випробуваного згідно з вимогами ГОСТ 10180-78 і ГОСТ 8462-75.

Таблиця 2.6

Розрахункові опори R , МПа, стиску кладки з суцільних бетонних і природних каменів пилених або чисто тесаних при висоті ряду 200 - 300 мм

Марка каменю	Марка розчину								Міцність розчину	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	0
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

Примітки: 1. Розрахункові опори кладки з суцільних шлакобетонних каменів приймають із коефіцієнтом 0,8. 2. Гіпсобетонні камені використовують лише для мурування стін терміном служби 25 років, розрахункові опори приймають за даною таблицею із коефіцієнтами: 0,7 - для мурування зовнішніх стін у зонах із сухим кліматом; 0,5 - у зонах із вологим кліматом; 0,8 - для внутрішніх стін. 3. Розрахункові опори кладки з бетону і природних каменів марок 150 і вище з рівними поверхнями і допусками у розмірах ± 2 мм, при товщині швів до 5 мм, виконаних на цементних пастах або клейових сумішах, допускається приймати за даною таблицею із коефіцієнтом 1,3.

Розрахункові опори стиску кладки з силікатної порожнистої цегли завтовшки 88 мм і каменів завтовшки 138 мм приймають за табл. 2.2 із коефіцієнтами: 0,85 – на розчинах міцністю 0 – 0,2 МПа; 0,9 – на розчинах марок 4, 10; 1,0 – на розчинах марок 25 і вище.

Таблиця 2.7

Розрахункові опори R , МПа, стиску кладки з порожнистих бетонних каменів при висоті ряду кладки 200...300мм

Марка каменю	Марка розчину						Міцність розчину	
	100	75	50	25	10	4	0,2	0
150	2,70	2,60	2,40	2,20	2,00	1,80	1,70	1,3
125	2,40	2,30	2,10	1,90	1,70	1,60	1,40	1,1
100	2,00	1,80	1,70	1,60	1,40	1,30	1,10	0,9
75	1,60	1,50	1,40	1,30	1,10	1,00	0,90	0,7
50	1,20	1,15	1,10	1,00	0,90	0,80	0,70	0,5
35	—	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,55	0,4
25	—	—	0,70	0,65	0,55	0,50	0,45	0,3
15	—	—	—	0,45	0,40	0,35	0,30	0,2

Примітка: Розрахункові опори стиску кладки з порожнистих шлакобетонних каменів, гіпсобетонних порожнистих каменів потрібно зменшувати згідно приміток 1, 2 до табл. 2.6.

Таблиця 2.8

Розрахункові опори R , МПа, стиску кладки з природних каменів низької міцності правильної форми пилених і чисто тесаних

Вид кладки	Марка каменю	Марка розчину			Міцність розчину	
		25	10	4	0,2	0
З природного каменю при висоті ряду до 150 мм	25	0,60	0,45	0,35	0,30	0,20
	15	0,40	0,35	0,25	0,20	0,13
	10	0,30	0,25	0,20	0,18	0,10
	7	0,25	0,20	0,18	0,15	0,07
Те ж, при висоті ряду 200...300 мм	10	0,38	0,33	0,28	0,25	0,20
	7	0,28	0,25	0,23	0,20	0,12
	4	—	0,15	0,14	0,12	0,08

Примітка: Розрахункові опори стиску кладки з цегли-сирцю і ґрунтового каменю приймають за даною таблицею із коефіцієнтами: 0,7 – для кладки зовнішніх стін у зонах із сухим кліматом; 0,5 – те ж, у інших зонах; 0,8 – для кладки внутрішніх стін. Цеглу-сирець і ґрунтове каміння дозволяється застосовувати лише для стін будівель із проектним терміном служби до 25 років.

Таблиця 2.9

Розрахункові опори R , МПа, стиску бутової кладки з рваного буту

Марка каменю	Марка розчину						Міцність розчину	
	100	75	50	25	10	4	0,2	0
1000	2,50	2,20	1,80	1,20	0,80	0,50	0,40	0,33
800	2,20	2,00	1,60	1,00	0,70	0,45	0,33	0,28
600	2,00	1,70	1,40	0,90	0,65	0,40	0,30	0,22
500	1,80	1,50	1,30	0,85	0,60	0,38	0,27	0,18
400	1,50	1,30	1,10	0,80	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,30	1,15	0,95	0,70	0,50	0,30	0,20	0,12
200	1,10	1,00	0,80	0,60	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,90	0,80	0,70	0,55	0,40	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,70	0,60	0,50	0,35	0,23	0,15	0,05
50	—	—	0,45	0,35	0,25	0,20	0,13	0,03
35	—	—	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	—	—	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	0,02

Примітки: 1. Наведені в даній таблиці розрахункові опори бутової кладки дано у віці 3 місяців. При цьому марка розчину визначена у віці 28 діб. Для кладки у віці 28 діб подані розрахункові опори слід брати з коефіцієнтом 0,8. 2. Для кладки з постелистого бутового каменю розрахункові опори множать на коефіцієнт 1,5. 3. Розрахункові опори бутової кладки фундаментів, засипаних з усіх боків ґрунтом, допускається підвищувати: при муруванні з подальшою засипкою пазах котловану ґрунтом - на 0,1 МПа; при муруванні в траншеях „у розпір” із недоторканим ґрунтом і при надбудовах - на 0,2 МПа.

Таблиця 2.10

Розрахункові опори R , МПа, стиску невіброваного бутобетону

Вид бутобетону	Клас бетону					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
Із рваним бутувим 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 боєм цегли	—	—	—	2,0	1,7	1,3

Примітка: При вібруванні бутобетону розрахункові опори стиску беруть із коефіцієнтом 1,15.

Розрахункові опори кладки на стиск (табл. 2.2 – 2.10) множать на коефіцієнт умов роботи γ_c , який становить:

- 0,60 – для елементів круглого перерізу, виготовлених зі звичайної нелекальної цегли без підсилення сітками;
- 0,70 – для кладки з блоків і каменів із неавтоклавних ніздрюватих бетонів;
- 0,80 – для колон і простінків площею перерізу $0,3\text{м}^2$ і менше;
для кладки з блоків і каменів із крупнопористих і автоклавних ніздрюватих бетонів;
- 0,85 – для кладки із силікатної цегли на розчині з добавками поташу;
- 0,90 – для кладки з блоків і каменів із автоклавних ніздрюватих і силікатних бетонів класів за міцністю понад В25;
- 1,10 – для крупних блоків і каменів, виготовлених із важких бетонів і з природного каменю при $\gamma \geq 18,0 \text{ кН/м}^3$;
- 1,15 – для кладки після тривалого періоду твердіння розчину (понад 1 рік).

Для зимової кладки, виконуваної способом заморожування, вводять спеціальний коефіцієнт γ_{c1} (табл. 2.11):

Таблиця 2.11

Значення коефіцієнтів умов роботи для зимової кладки

Вид напруженого стану зимової кладки	Коефіцієнт умов роботи	
	кладки γ_{c1}	сітчастої арматури γ_{cs1}
1	2	3
Стиск затвердлої цегляної кладки (після відтавання)	1,0	-
Те ж, бутової кладки з постелистого каменю	0,8	-
Розтяг, згин, зріз затвердлої кладки усіх видів по швах розчину	0,5	-
Стиск кладки з сітчастим армуванням,		

споруджуваної методом заморожування у стадії відтавання	-	0,5
---	---	-----

Закінчення таблиці 2.11

1	2	3
Стиск кладки з сітчастим армуванням, споруджуваної методом заморожування у стадії після відтавання	-	0,7
Те ж, споруджуваної на розчинах із протиморозними домішками при твердінні на морозі та міцності розчину не менше 1,5 МПа (15 кгс/см ²) у момент відтавання	-	1,0

Розрахункові опори стиску кладки з крупних порожнистих бетонних блоків різних типів встановлюють за експериментальними даними. За відсутності таких даних розрахункові опори слід приймати за табл. 2.7 з коефіцієнтами:

- 0,9 - при порожнистості блоків $\leq 5\%$;
- 0,5 - при порожнистості блоків $\leq 25\%$;
- 0,25 - при порожнистості блоків $\leq 45\%$,

де відсоток порожнистості визначають у середньому горизонтальному перерізі. Для проміжних значень відсотка порожнистості вказані коефіцієнти слід визначати інтерполяцією.

Розрахункові опори стиску кладки з природного каменю, вказані у табл. 2.5, 2.6 і 2.8, слід застосовувати з коефіцієнтами:

- 0,8 - для кладки з каменів напівчистого тесання (виступи до 10 мм);
- 0,7 - для кладки з каменів грубого тесання (виступи до 20 мм).

Розрахункові опори стиску кладки з цегли-сирцю і ґрунтових каменів слід приймати за табл. 2.8 із коефіцієнтами:

- 0,7 - для кладки зовнішніх стін у зонах із сухим кліматом;
- 0,5 - те ж, в інших зонах;
- 0,8 - для кладки внутрішніх стін.

Цеглу-сирець і ґрунтові камені дозволено застосовувати для будівель із передбачуваним терміном служби до 25 років.

Розрахункові опори кладки при осьовому розтягу, розтягу при згині, зрізі наведені в табл. 2.12, 2.13, 2.14.

Таблиця 2.12

Розрахункові опори R , МПа, кладки з суцільного каменю осьовому розтягу, розтягу при згині, зрізі і головним розтягувальним напруженням при згині при розрахунку перерізів кладки, що проходять по горизонтальних і вертикальних швах

Вид напруженого стану	Марка розчину				Міцність розчину
	50	25	10	4	0,2
Осьовий розтяг, R_t					
1. За неперев'язаним перерізом для кладки усіх видів	0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
2. За перев'язаним перерізом					
а) для каменів правильної форми	0,16	0,11	0,05	0,02	0,010
б) для бутової кладки	0,12	0,08	0,04	0,02	0,010
Розтяг при згині, R_{tg}, R_{tw}					
3. За неперев'язаним перерізом для кладки усіх видів	0,12	0,08	0,04	0,02	0,010
4. За перев'язаним перерізом					
а) для кладки з каменю правильної форми	0,25	0,16	0,08	0,04	0,020
б) для бутової кладки	0,18	0,12	0,06	0,03	0,015
Зріз, R_{sq}					
5. За неперев'язаним перерізом для кладки усіх видів	0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
6. За перев'язаним перерізом для бутової кладки	0,24	0,16	0,08	0,04	0,02

Примітки: 1. Розрахункові опори дані по всьому перерізу розтягу або зрізу кладки, перпендикулярному (при зрізі паралельному) до напрямку зусилля. 2. Подані розрахункові значення беруть із коефіцієнтами: для цегляної кладки з вібруванням на вібростолах при розрахунку на особливі впливи - 1,4; для віброваної цегляної кладки з глиняної цегли пластичного пресування, для звичайної кладки з порожнистої цегли і порожнистих бетонних каменів - 1,25; для цегляної кладки на жорстких цементних розчинах - 0,75; для кладки з повнотілої або

порожнистої силікатної цегли - 0,7. При розрахунку на розкриття тріщин розрахункові опори беруть без додаткових коефіцієнтів за даною таблицею.

Таблиця 2.13

Розрахункові опори R , МПа, кладки з цегли та каменю правильної форми осьовому розтягу, при згині, зрізі і головним розтягувальним напруженням при згині при розрахунку кладки за перев'язаним перерізом

Вид напруженого стану	Марка каменю								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Осьовий розтяг, R_t	0,25	0,2	0,18	0,13	0,10	0,08	0,06	0,05	0,03
2. Розтяг при згині і головні розтягувальні напруження, R_{tg}, R_{tw}	0,40	0,3	0,25	0,20	0,16	0,12	0,10	0,07	0,05
3. Зріз, R_{sq}	0,10	0,8	0,65	0,55	0,40	0,30	0,20	0,14	0,09

Примітка: Розрахункові опори за пп. 1, 2 стосуються усього перерізу кладки. Розрахунковий опір зрізу за перев'язаним перерізом стосується лише площі перерізу цегли або каменю (площі перерізу нетто) без площі перерізу вертикальних швів.

Таблиця 2.14

Розрахункові опори R , МПа, бутобетону осьовому розтягу, головним розтягувальним напруженням і розтягу при згині

Вид напруженого стану	Клас бетону					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
1. Осьовий розтяг і головні розтягувальні напруження R_t, R_{tw}	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10
2. Розтяг при згині R_{tg}	0,27	0,25	0,23	0,20	0,18	0,16

Розрахункові опори арматури R_s слід множити, залежно від виду армування конструкції, на коефіцієнти умов роботи γ_{cs} , наведені у табл. 2.15.

Таблиця 2.15

Коефіцієнти умов роботи γ_{cs}

Вид армування конструкції	Коефіцієнти умов роботи γ_{cs} для арматури класів		
	A240C (A-I)	A300C (A-II)	Bp-I
1. Сіткове армування	0,75	-	0,6
2. Поздовжня арматура у кладці:			
а) поздовжня арматура розтягнута	1	1	1
б) те ж, стиснута	0,85	0,7	0,6
в) відігнуті стержні і хомути	0,8	0,8	0,6
3. Анкери та в'язі у кладці:			
а) на розчині марки 25 і вище	0,9	0,9	0,8
б) на розчині марки 10 і нижче	0,5	0,5	0,6

2.3. Деформативність кладки

Кам'яна кладка – це пружнопластичний матеріал, який складається із двох компонентів: розчину та каменю.

Під час стискання залежність між напруженнями σ і деформаціями ϵ для розчину криволінійна, а для каменю - майже прямолінійна. Експериментально встановлено, що кладка деформується переважно за рахунок деформування розчину в швах кладки.

Модуль деформацій кладки E є величиною змінною і залежить від рівня напружень. Геометрично він дорівнює тангенсу кута нахилу дотичної ϕ (рис. 2.6).

Експериментально початковий модуль пружності E_0 визначають при невисоких рівнях напружень ($\sigma < 0,2R_u$).

$$E = d\sigma/d\epsilon = \operatorname{tg}\phi.$$

Зі збільшенням напружень кут φ , а, отже, і модуль деформацій зменшуються.

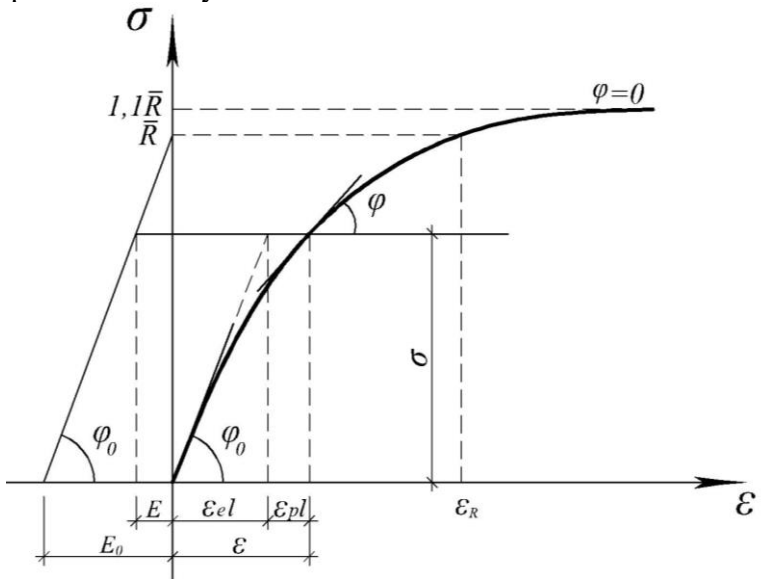


Рис. 2.6. Залежність „напруження – деформації” при короткочасній дії стискувального навантаження

Найбільше значення модуля деформацій E при $\varphi = \varphi_0$, коли $\sigma = 0$. Його називають початковим модулем деформацій або модулем пружності кладки:

$$E_0 = tg \varphi_0 .$$

Початковий модуль деформацій неармованої кладки пропорційний межі міцності при стиску:

$$E_0 = \alpha R_u , \tag{2.2}$$

де α – пружна характеристика кладки, що залежить від виду кладки та марки розчину (визначають за табл. 2.16);

R_u – тимчасовий опір (середня межа міцності) стиску кладки, що визначають за формулою:

$$R_u = k R , \tag{2.3}$$

тут k – коефіцієнт, який залежить від виду матеріалу і становить: 2,00 – для кладки з цегли та каменів усіх видів (із

крупних блоків, рваного буту, бутобетону, цегляної віброваної кладки); 2,25 – для кладки з крупних і дрібних блоків із ніздрюватих бетонів.

При напруженнях у кладці $\sigma > 0,2 R_u$ значно зростають деформації і модуль пружності називають модулем деформацій. Його визначають за формулою:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right). \quad (2.4)$$

Таблиця 2.16

Пружна характеристика кладки α

Вид кладки	Марка розчину			Міцність розчину	
	25-200	10	4	0,2	0
1. Із крупних блоків, виготовлених із важкого та крупнопористого бетону на важких заповнювачах і важкого природного каменю ($\gamma \geq 18,00 \text{ кН/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2. Із каменів з важкого бетону, природних каменів і буту	1500	1000	750	500	350
3. Із крупних блоків, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах і поризованого, крупнопористого бетону на легких заповнювачах, щільного силікатного бетону та з легкого природного каменю	1000	750	500	500	350
4. Із крупних блоків, виготовлених із ніздрюватих бетонів:					
- автоклавних	750	750	500	500	350
- неавтоклавних	500	500	350	350	350
5. Із каменів із ніздрюватих бетонів:					
- автоклавних	750	500	350	350	200
- неавтоклавних	500	300	200	200	200
6. Із керамічного каменю	1200	100	750	500	350
7. Із цегли глиняної пластичного пресування повнотілої і порожнистої, із порожнистих силікатних каменів, із каменів, виготовлених із бетону на пористих заповнювачах і поризованого,					

із легких природних каменів	1000	750	500	350	200
8. Із цегли силікатної повнотілої і порожнистої	750	500	350	350	200

Закінчення таблиці 2.16

Вид кладки	Марка розчину			Міцність розчину	
	25-200	10	4	0,2	0
9. Із цегли глиняної напівсухого пресування повнотілої і порожнистої	500	500	350	350	200

Примітки: 1. При визначенні коефіцієнтів поздовжнього згину для елементів із гнучкістю $l_0 / i \leq 28$ або відношенням $l_0 / h \leq 8$ допускається приймати значення пружної характеристики кладки з цегли всіх видів як із цегли пластичного пресування. 2. Наведені в таблиці (пп. 7-9) значення пружної характеристики α для цегляної кладки поширюються на віброцегляні блоки та панелі. 3. Пружна характеристика бутобетону становить 2000. 4. Для кладки на легких розчинах значення α враховують із коефіцієнтом 0,7. 5. Пружну характеристику кладки з природного каменю допускається уточнювати за спеціальними вказівками, складеними на основі результатів експериментальних досліджень і затверджених у встановленому порядку.

Згідно з [14, п. 3.22] модуль деформацій кладки E повинен прийматися при розрахунку конструкцій за міцністю кладки для визначення зусиль у кладці, що розглядається у граничному стані стиску за умови, що деформації кладки визначаються спільною роботою з елементами конструкцій з інших матеріалів (для визначення зусиль у стягелях склепінь, у шарах стиснутих багатошарових перерізів, зусиль, викликаних температурними деформаціями, при розрахунку кладки над рандбалками або під розподільними поясами) за формулою:

$$E = 0,5 E_0, \quad (2.5)$$

де E_0 – модуль пружності (початковий модуль деформацій) кладки, визначений за формулою (2.2). При постійних і тривалих навантаженнях з урахуванням повзучості модуль

пружності E_0 кладки слід зменшувати діленням його на коефіцієнт ν .

При розрахунках за граничними станами другої групи при визначенні деформацій кладки від поздовжніх або поперечних сил, зусиль у статично невизначених рамних системах, у яких елементи конструкцій з кладки працюють спільно з елементами з інших матеріалів, періоду коливань кам'яних конструкцій, жорсткості конструкцій, вважають, що

$$E = 0,8 E_0. \quad (2.6)$$

Відносну деформацію кладки при стиску з урахуванням повзучості визначають за формулою:

$$\varepsilon = \nu \sigma / E_0, \quad (2.7)$$

де ν – коефіцієнт, що враховує вплив повзучості матеріалу і становить:

- 1,8 – для кладки з керамічного каміння із вертикальними порожнинами при висоті каменю від 138 до 220 мм;
- 2,2 – для кладки з глиняної цегли пластичного і напівсухого пресування;
- 2,8 – для кладки з крупних блоків або каменів, виготовлених із важкого бетону;
- 3,0 – для кладки з силікатної цегли і каменів суцільних або порожнистих, а також із каменів, виготовлених на пористих заповнювачах або поризованих, із силікатних крупних блоків;
- 3,5 – для кладки з дрібних і крупних блоків або каменів, виготовлених із автоклавних ніздрюватих бетонів;
- 4,0 – для кладки з крупних блоків і каменю, виготовлених із неавтоклавного ніздрюватого бетону

При тривалій дії навантаження під впливом повзучості деформації кладки збільшуються. При цьому, якщо стискувальні напруження більші за напруження, при яких утворюються тріщини в кладці, деформації зростають інтенсивно, аж до руйнування кладки. Тому розміри поперечного перерізу елементів слід призначати такими, щоб стискувальні

напруження від тривалих навантажень не перевищували напружень тріщиноутворення.

При розрахунку на тривалі навантаження модуль деформації кладки, отриманий за формулою (2.4), необхідно поділити на коефіцієнт ν .

Деформації усадки кладки з глиняної цегли і керамічного каменю не враховують.

Деформації усадки становлять: $3 \cdot 10^{-4}$ – для кладки з цегли, каменю, дрібних і крупних блоків, виготовлених на силікатних або цементних в'язучих; $4 \cdot 10^{-4}$ – для кладки з каменів і блоків, виготовлених із автоклавних ніздрюватих бетонів на піску і вторинних продуктів збагачення руд; $6 \cdot 10^{-4}$ – те ж, із автоклавних бетонів на золах.

Модуль зсуву кладки становить $G = 0,4 E_0$.

Величини коефіцієнтів лінійного розширення кладки α , [град.⁻¹] становлять: $5 \cdot 10^{-6}$ – для кладки з цегли глиняної повнотілої, пустотної і керамічного каменю; $1 \cdot 10^{-5}$ – для кладки з силікатної цегли, каменю, бетонних блоків, бутобетону; $8 \cdot 10^{-6}$ – для кладки з природного каменю, каменю і блоків з ніздрюватих бетонів.

Коефіцієнт тертя μ визначають за таблицею 2.17.

Таблиця 2.17

Значення коефіцієнта тертя μ залежно від стану поверхні

Матеріали	Поверхня	
	суха	волога
Кладка по кладці або бетону	0,70	0,60
Дерево по кладці або бетону	0,60	0,50
Сталь по кладці або бетону	0,45	0,35
Кладка і бетон по піску або гравію	0,60	0,50
Кладка і бетон по суглинку	0,55	0,40
Кладка і бетон по глині	0,50	0,30

Контрольні запитання

1. Як впливає структура кладки на внутрішні напруження при експлуатаційних навантаженнях ?
2. Опишіть стадії напружено-деформованого стану кладки.
3. Внаслідок чого настає руйнування кладки?
4. Які фактори впливають на міцність кладки ?
5. Охарактеризувати роботу кладки на розтяг за перев'язаним перерізом, за неперев'язаним.
6. Яку величину називають розрахунковим опором кладки?
7. Від чого залежить розрахунковий опір кладки?
8. Коли застосовують поняття „марка розчину”, а коли „міцність розчину”?
9. Яка міцність відповідає поняттю „марка розчину”?
10. Застосування коефіцієнта умов роботи кладки.
11. За рахунок чого відбувається деформація кладки?
12. Пояснити графічну залежність між напруженнями та деформаціями кладки при стиску.
13. Що називають модулем пружності та модулем деформацій кладки?
14. Як визначити модуль деформації кладки?
15. Від чого залежить пружна характеристика кладки?
16. Як працює кладка при тривалому навантаженні?
17. Як враховують повзучість кладки?
18. Як впливає повзучість кладки на її відносні деформації при стиску?
19. Чому дорівнюють деформації усадки кладки та від чого вони залежать?
20. Як визначити модуль зсуву кладки?
21. Як позначають коефіцієнт лінійного розширення кладки і від чого він залежить?

Розділ 3 Навантаження і впливи

3.1. Основні принципи розрахунку

Будівельні конструкції і основи розраховують за несучою здатністю (граничні стани першої групи) та за придатністю до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи) [7].

Розрахунок за граничними станами *першої групи* має гарантувати конструкцію від:

- руйнування будь-якого характеру (наприклад, пластичного, крихкого, від втоми) (1a);
- втрати стійкості форми конструкції, що призводить до повної непридатності до експлуатації (1b);
- втрати стійкості положення конструкції (1c);
- переходу у змінну систему (1d);
- якісної зміни конфігурації (1e);
- інших явищ, при яких виникає потреба у припиненні експлуатації (наприклад, надлишкових деформацій у результаті повзучості, пластичності, зсуву у з'єднаннях, розкриття тріщин, а також утворення тріщин) (1f).

Розрахунок за граничними станами *другої групи* має гарантувати конструкцію від:

- граничних деформацій (граничних прогинів, поворотів) конструкцій або основ (2a);

- досягнення граничних рівнів коливань конструкцій або основ (2b);
- утворення тріщин (2c);
- досягнення граничної ширини розкриття або довжини тріщин (2d);
- втрати стійкості форми, що призводить до неможливості нормальної експлуатації (2e);
- інших явищ, при яких виникає необхідність тимчасового обмеження експлуатації будівлі або споруди внаслідок неприпустимого зниження терміну їхньої служби (наприклад, корозійні пошкодження) (2f).

Граничні стани, за якими потрібно виконувати розрахунки, визначаються стандартами на проектування.

Розрахунок за граничними станами має забезпечити надійність будівлі або споруди на протязі усього терміну експлуатації, а також при виконанні робіт.

Умови забезпечення надійності полягають у тому, щоб розрахункові значення навантажень або викликаних ними зусиль, напружень, деформацій, переміщень, розкриття тріщин не перевищували відповідних граничних значень, встановлених нормами проектування конструкцій або основ.

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп необхідно виконувати з урахуванням найнесприятливіших сполучень зусиль.

3.2. Класифікація навантажень

При проектуванні потрібно враховувати навантаження, що виникають під час зведення та експлуатації споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні будівельних конструкцій згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [9].

Прийнята класифікація навантажень забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій і граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна або перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за термін служби), що відповідає перевірці граничних станів 1a, 1b, 1c, 1d, 1e і 1f за п.1.4 [7];

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація), що відповідає перевірці граничних станів 2a, 2b, 2c, 2d і 2e за п.1.4 [7];

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація), що відповідає перевірці граничних станів 1a і 2b за п.1.4 [7];

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і тривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація), що

відповідає перевірці граничних станів 1f, 2a і 2d за п.1.4 [7].

Згідно з [9], залежно від причин виникнення навантаження і впливи поділяють на *основні* (які з'являються як результат природних явищ або людської діяльності) та *епізодичні* (які реалізуються надзвичайно рідко, один або декілька разів протягом терміну служби споруди, і тривалість дії яких обмежується у часі коротким терміном. Як правило, епізодичними є аварійні навантаження і впливи).

Залежно від змінюваності у часі впливи поділяють на *постійні* (які діють, практично не змінюючись протягом терміну служби споруди) та *змінні* (для яких не можна нехтувати зміною його значення у часі щодо середнього).

Залежно від тривалості неперервної дії *змінні* навантаження і впливи поділяють на *тривалі*, *короткочасні* та *епізодичні*.

Навантаження, що виникають при виготовленні, зберіганні та перевезенні конструкцій, а також при зведенні споруд, слід враховувати при розрахунках як короткочасні.

Основою для призначення навантажень є їхні *характеристичні* значення.

При розрахунку несучих конструкцій і основ слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n . На коефіцієнт надійності за відповідальністю помножують характеристичні значення навантажень або навантажувальний ефект (внутрішні сили і

переміщення конструкцій і основ, що спричиняються навантаженнями і впливами).

Розрахункові значення навантажень визначають множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовують чотири види *розрахункових* значень:

- *граничне* – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції;

- *експлуатаційне* – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовують для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних із труднощами нормальної експлуатації (виникнення неприпустимих переміщень конструкції, неприпустима вібрація та неприпустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо);

- *циклічне* – значення навантаження, яке використовують для розрахунків конструкцій на витривалість і визначають як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією на конструкцію

реальному випадковому процесу змінного навантаження;

- *квазіпостійне* – розрахункове значення навантаження, яке використовують для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначають як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

Указані види навантажень необхідно застосовувати відповідно до табл. 3.1. Буквами вказано перелічені типи розрахунків, для виконання яких використовують ті або інші види розрахункових значень.

Таблиця 3.1

Використання видів навантажень за типом розрахунку

Розрахункове значення	Використання видів навантажень за типом розрахунку			
	Основні			Епізодичні
	Постійні	Змінні		
		Тривалі	Короткочасні	
Експлуатаційне	б, г	б	б	
Граничне	а	а	а	а
Циклічне		в	в	
Квазіпостійне		г		

Для перевірки граничних станів першої групи використовують *граничні розрахункові* значення навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи навантаження встановлюють залежно від умов експлуатації конструкції, яку розглядають, а саме:

- якщо вихід за граничний стан може бути допущений у середньому один раз за T_n років, то перевірку виконують із використанням *граничного розрахункового* значення, що відповідає періоду T_n ;
- якщо вихід за граничний стан другої групи може бути допущений протягом певної частки η ($0 < \eta < 1$) встановленого терміну служби конструкції T_{ef} , то перевірку виконують із використанням *експлуатаційного розрахункового* значення, що відповідає цій частці встановленого терміну служби (ηT_{ef}).

Перехід до розрахункових значень виконують множенням на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f(T_n)$ або $\gamma_f(\eta T_{ef})$. Значення η приймають за нормами проектування конструкцій залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан.

До *постійних* навантажень слід відносити:

а) вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих і огорожувальних конструкцій;

б) вагу та тиск ґрунтів (насіпів, засипок).

До *змінних тривалих* навантажень слід відносити:

а) вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонки під обладнання;

б) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, трубопроводів з

арматурою, опорними частинами та ізоляцією, стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та напрямними, а також вагу рідких і твердих речовин, що заповнюють обладнання;

в) тиск газів, рідин і сипких тіл у місткостях і трубопроводах, надлишковий тиск і розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;

г) навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах і подібних приміщеннях;

д) навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель із квазіпостійними розрахунковими значеннями;

е) вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів із квазіпостійними розрахунковими значеннями;

з) снігові навантаження із квазіпостійними розрахунковими значеннями; температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

к) впливи, зумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту;

л) впливи, зумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До змінних короткочасних навантажень слід відносити:

а) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування із граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями;

б) снігові, вітрові, ожеледні навантаження із граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями;

в) температурні кліматичні впливи з граничними або експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До *епізодичних* навантажень належать:

а) сейсмічні та вибухові впливи;

б) навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або руйнуванням обладнання;

в) впливи, зумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадних ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Характеристичні і розрахункові значення епізодичних навантажень визначають спеціальні нормативні документи.

3.3. Сполучення навантажень

Сполучення навантажень формуються як набір їхніх розрахункових значень або відповідних їм зусиль і/або переміщень, що використовується для перевірки конструкції або основи у певному граничному стані та

в певній розрахунковій ситуації. Припускають, що всі навантаження в обраному сполученні одночасно впливають на об'єкт розрахунку.

До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції (основи) з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

У розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення двох типів – *основні* та *аварійні*.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які містять постійні навантаження із граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які містять постійні навантаження із експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

До аварійного сполучення, крім постійних і змінних навантажень, може входити тільки один епізодичний вплив.

Малу ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень ураховують множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш, як два змінні навантаження, останні приймають із коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,90$ для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що містять постійні та не менш, як два змінні навантаження, останні приймають із коефіцієнтом сполучення $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,80$ для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймають із коефіцієнтом сполучень $\psi_1=1,00$.

В основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень їхні розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт сполучення ψ_2 , який приймають для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – $1,0$, для другого – $0,8$, для решти – $0,6$.

При визначенні розрахункових сполучень навантажень для конструкцій і основ у період зведення будівель і споруд снігові, вітрові, ожеледні навантаження, а також температурні кліматичні впливи, які увійшли до розрахункових сполучень, слід знижувати на 20 %.

3.4. Вага конструкцій і ґрунтів

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення визначають за стандартами, робочими кресленнями або паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій і

ґрунтів – за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації споруд.

Власну вагу 1 м^3 кам'яних кладок із суцільних крупних блоків, виготовлених із бетону або природного каменю, приймають такою, що дорівнює густині цих матеріалів. Реальна середня густина бетонів із урахуванням їхньої вологості в умовах експлуатації та природних каменів із різних гірничих порід наведена в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Густина бетонів і природних каменів

Назва матеріалу	Густина, $\text{кг}/\text{м}^3$
Важкий бетон на щебені з вивержених порід	2400
Те саме, на вапняковому щебені	2300
Керамзитобетон	900-1800
Шлакобетон	1400-1600
Конструктивні легкі бетони	700-1400
Доломіт	2200-2800
Вапняк щільний, міцний	2000-2600
Мармур	2500-2800
Піщаник	2100-2800
Граніт, діорит, габбро	2500-3200
Базальт	2700-3300
Діабаз	3000
Вулканічні туфи	900-1500
Вапняки пористі з межею міцності на стиск, МПа:	
0,4 - 3,5	900-1600
3,5 - 15,0	1500-2000

Середню густину віброцегляних панелей приймають такою, що дорівнює $1850\text{ кг}/\text{м}^3$. Середня густина стін і стовпів, виконаних ручною кладкою, із урахуванням фактично утворюваної пустотності швів, наведена в табл. 3.3. За наведеними у таблицях 3.2 і 3.3

даними визначають *характеристичні* навантаження від власної ваги кам'яних конструкцій. *Граничне розрахункове* навантаження від власної ваги визначають шляхом множення характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням $\gamma_{fn} = 1,1$ для урахування ймовірності збільшення густини матеріалу або потовщення стін, у межах допуску по товщині.

Таблиця 3.3

Густина ручної кладки різних видів

Вид кладки	Густина каменю, кг/м ³	Густина кладки, кг/м ³
Із природного каменю правильної форми на важкому розчині	2800	2680
Те саме	2000	1960
Те саме	1200	1260
Бутова	2800	2420
Бутова з вапняку	2200-2500	2100
Суцільна з цегли на важкому розчині	1700-2000	1800
Суцільна з цегли на легкому розчині	1700-2000	1700
Із порожнистої кераміки, пустотілої, пористо-дірчастої цегли	1450	1500
Те саме	1300	1400
Із суцільних шлакобетонних каменів	1400-1600	1600
Із шлакобетонних каменів зі щілинними порожнинами (порожнистість каменів 26%)	1040-1180	1250
Із трьохпустотних шлакобетонних каменів із наскрізними пустотами та засипкою пустот шлаком (пустотність каменів 35 %, густина шлаку 1000 кг/м ³)	910-1040	1400

Якщо найнесприятливіші умови роботи кладки будуть за найменшого значення поздовжньої сили, наприклад, при розрахунку на перекидання, то розрахункове навантаження від власної ваги

визначають множенням характеристичних навантажень на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fn} = 0,9$.

Густина ґрунтів наведена у табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Густина ґрунтів

Вид ґрунту	Густина, кг/м ³
Пісок:	
- крупнозернистий сухий	1500
- дрібнозернистий сухий	1600
- крупнозернистий вологий	1800
- дрібнозернистий, насичений вологою	2000

Закінчення таблиці 3.4

Вид ґрунту	Густина, кг/м ³
Галька:	
- кугаста	1800
- округла	1900
Щебінь	1600
Насипний ґрунт:	
- розрихлений сухий	1400
- розрихлений вологий	1600
- розрихлений, насичений вологою	1800
- ущільнений сухий	1700
- ущільнений вологий	1900
Суглинок:	
- розрихлений сухий	1500
- розрихлений вологий	1600
- розрихлений, насичений вологою	2000
- ущільнений сухий	1800
- ущільнений вологий	1900
Глина:	
- розрихлена суха	1600
- розрихлена мокра	2000
- щільна волога	2500

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fn} для ґрунтів приймають таким:

- у природному заляганні – 1,1;
- насипних – 1,15.

При визначенні навантажень від ґрунту необхідно враховувати навантаження від складованих матеріалів, обладнання і транспортних засобів, що передаються на ґрунт.

3.5. Рівномірно розподілені тимчасові навантаження

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходові та підлоги на ґрунтах наведені в табл. 3.5.

Таблиця 3.5
Рівномірно розподілені навантаження

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1. Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, туалети) промислових	2,0 (200)	0,85 (85)

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
підприємств і громадських будівель і споруд		
3. Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	не менше 2,0 (200)	не менше 1,2 (120)
4. Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	не менше 4,0 (400)	не менше 1,7 (170)
5. Книгосховища, архіви	не менше 5,0 (500)	не менше 5,0 (500)
6. Сцени видовищних установ	не менше 5,0 (500)	не менше 2,1 (210)
7. Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)	1,8 (180)
8. Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9. Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10. Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз.10,а	2,0 (200)	0,85 (85)
11. Ділянки обслуговування і ремонту	не менше 1,5	-

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
устаткування у виробничих приміщеннях	(150)	
12. Вестибулі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:		
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13. Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14. Приміщення для худоби:		
дрібної	не менше 2,0 (200)	не менше 0,85 (85)
великої	не менше 5,0 (500)	не менше 2,1 (210)

Характеристичні значення навантажень на ригелі та плити перекриттів від ваги тимчасових перегородок слід приймати залежно від їхньої конструкції, розташування і характеру опирання на перекриття і стіни.

Ці навантаження допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їхні характеристичні значення на підставі розрахунку для передбачуваних схем розміщення перегородок, але не менше, ніж 0,5 кПа (50 кгс/м²).

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для рівномірно розподілених навантажень слід приймати:

- 1,3 – при характеристичному значенні меншому, ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²);

- 1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м²) і більше.

При розрахунку балок, ригелів, плит, а також колон і фундаментів, що сприймають навантаження від одного перекриття, характеристичні значення навантажень, наведені у табл. 3.5, слід знижувати, залежно від вантажної площі розрахункового елемента A , м², множенням на коефіцієнт сполучень ψ_A , який дорівнює:

а) для приміщень, наведених у поз. 1, 2, 12,а (при вантажній площі $A > A_1 = 9$ м²):

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} ; \quad (3.1)$$

б) для приміщень, наведених у поз. 4, 11, 12,б (при вантажній площі $A > A_2 = 36$ м²):

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}} . \quad (3.2)$$

При розрахунку стін, що сприймають навантаження від одного перекриття, значення навантажень слід знижувати залежно від вантажної площі A елементів, що розраховуються (плит, балок), які опираються на стіни.

При визначенні поздовжніх зусиль для розрахунку колон, стін і фундаментів, що сприймають навантаження від двох і більше перекриттів, характеристичні значення навантажень, наведені у табл. 3.5, слід знижувати множенням на коефіцієнт сполучень ψ_n :

а) для приміщень, наведених у поз. 1, 2, 12,а,

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad (3.3)$$

б) для приміщень, наведених у поз. 4, 11, 12,б,

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}}, \quad (3.4)$$

де n – загальне число перекриттів (для приміщень, наведених у табл. 3.5, поз. 1, 2, 4, 11, 12,а, 12,б), навантаження від яких враховують при розрахунку розглядуваного перерізу колони, стіни, фундаменту.

3.6. 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) обчислюють за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (3.5)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 3.6; проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначають лінійною інтерполяцією; для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} ;

Таблиця 3.6

Коефіцієнти надійності за граничним значенням
снігового навантаження

<i>T</i> , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від снігового району по карті (рис. 8.1 [9]) або за додатком Е [9];

C – коефіцієнт, визначають за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (3.6)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначають за додатком Ж [9] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження;

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо); для неутеплених покрівель цехів із підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води $C_e=0,8$, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі $C_e=1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти; для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, визначають за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км);} \quad (3.7)$$

$$C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км).}$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C, \quad (3.8)$$

де S_0, C – те саме, що й у формулі (3.5);

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначають за табл. 3.7 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану; значення η приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Таблиця 3.7

Коефіцієнти надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10

Квазіпостійне розрахункове значення обчислюють за формулою:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C, \quad (3.9)$$

де $\bar{S} = 160$ Па; S_0, C – те саме, що й у формулі (3.5).

3.7. Вітрові навантаження

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне та експлуатаційне.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (3.10)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначають залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 3.8; проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} визначають лінійною інтерполяцією. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} ;

Таблиця 3.8

Коефіцієнти надійності за граничним

розрахунковим значенням вітрового навантаження

T , років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років; визначають залежно від вітрового району по карті (рис. 9.1 [9]) або за додатком Е [9];

C – коефіцієнт, визначений за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (3.11)$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, який визначають за додатком І [9] залежно від форми споруди або конструктивного елемента;

C_h - коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості; визначають за рис. 9.2 [9];

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря; обчислюють за формулою:

$$C_{alt} = 4H - 1 \quad (H > 0,5 \text{ км}); \quad (3.12)$$
$$C_{alt} = 1 \quad (H < 0,5 \text{ км});$$

C_{rel} - коефіцієнт, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення C_{dir} , яке відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних

даних;

C_d - коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду, визначають за графіком на рис. 9.5 [9].

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (3.13)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 3.9 залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 3.9

Коефіцієнти надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження

γ_{fe}	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
η	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією. Величину η приймають за нормами проектування конструкцій або встановлюють завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Контрольні запитання

22. Основні принципи розрахунку конструкцій за граничними станами.
23. Від чого має гарантувати конструкцію розрахунок за граничними станами першої групи?
24. Від чого має гарантувати конструкцію розрахунок за граничними станами другої групи?
25. У чому полягають умови забезпечення надійності будівель і споруд?
26. Наведіть класифікацію навантажень залежно від змінюваності в часі.
27. Як визначають розрахункове значення навантаження?
28. Охарактеризуйте чотири види розрахункових значень навантажень (граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне).
29. Які навантаження відносяться до постійних? Змінних – тривалих і короткочасних? епізодичних?
30. Як формуються сполучення навантажень?
31. Охарактеризуйте сполучення навантажень, що використовуються для перевірки граничних станів I групи; II групи.
32. Який коефіцієнт сполучення навантажень ψ приймають для основних і аварійних сполучень?
33. Як визначають характеристичне значення ваги будівельних конструкцій? ґрунтів?
34. Які розрахункові значення встановлені нормами для снігового навантаження?

35. Як обчислюють граничне розрахункове значення снігового навантаження?
36. Як обчислюють експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження?
37. Як обчислюють квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження?
38. Які розрахункові значення встановлені нормами для вітрового навантаження?
39. Як обчислюють граничне розрахункове значення вітрового навантаження?
40. Як обчислюють експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження?

Розділ 4

Розрахунок елементів кам'яних конструкцій за граничними станами першої групи

Під час експлуатації кам'яні конструкції можуть сприймати центральний, позацентровий або місцевий стиск, згин, зріз і розтяг. Найпоширенішими є перші три види напружених станів, причому при позацентровому стиску напружений стан кладки аналогічний до того, який вона сприймає, працюючи на місцевий стиск.

4.1. Центральний стиск

При центральному стиску напруження по всьому перерізу елемента розподіляються рівномірно (рис. 4.1).

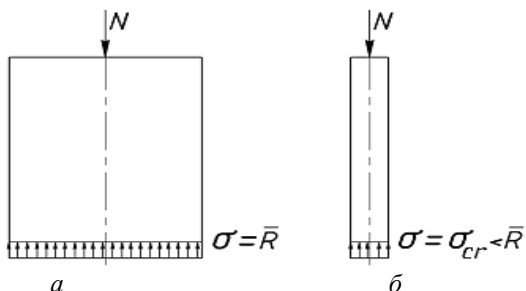


Рис. 4.1. Напружений стан центрально завантаженого елемента перед руйнуванням: *a* – жорсткого; *б* – гнучкого

Руйнування таких елементів відбувається залежно від їх гнучкості. Короткі елементи руйнуються при досягненні напружень у кладці $\sigma = \bar{R}$, а довгі – у результаті втрати стійкості при критичних напруженнях $\sigma = \sigma_{cr}$, які менші за межу міцності кладки \bar{R} . На значення руйнівних зусиль впливає також тривалість дії навантажень.

Розрахунок центрально стиснутих елементів неармованих кам'яних конструкцій виконують за умовою:

$$N \leq N_u,$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

N_u – найбільше поздовжнє зусилля, що може сприйняти стиснутий елемент конструкції, визначають за формулою:

$$N_u = m_g \varphi R A, \quad (4.1)$$

де R – розрахунковий опір кладки на стиск, визначений за табл. 2.2 – 2.10;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, який залежить від пружної характеристики кладки α (табл. 2.16) і гнучкості елемента $\lambda_i = l_0 / i$ або від відношення $\lambda_h = l_0 / h$ (для прямокутного суцільного перерізу), приймають за табл. 4.1:

Таблиця 4.1

Значення коефіцієнта поздовжнього згину φ залежно від пружної характеристики кладки та гнучкості

Характеристика гнучкості		Пружна характеристика 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	0,90	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	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	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	0,50	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	0,20	—
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	0,17	—
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	0,10	0,08	0,05	—
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	—

Примітки: 1. Коефіцієнти φ для проміжних значень λ_h і λ_i визначають за інтерполяцією. 2. Для λ_h , які перевищують граничні значення, приймають $\varphi = \varphi_c$ як у випадку розрахунку на позацинтровий стиск із великими ексцентриситетами.

i – найменший радіус інерції перерізу;

h – найменший розмір прямокутного суцільного перерізу;

A – площа поперечного перерізу елемента;

m_g – коефіцієнт умов роботи стиснутого елемента, що враховує вплив прогину стиснутого елемента на його несучу здатність при тривалій дії навантаженні.

Цей коефіцієнт враховує вплив повзучості при тривалій дії навантаження, що залежить від рівня навантаження, визначають за формулою:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}, \quad (4.2)$$

де N_g – розрахункова поздовжня сила від дії тривалого навантаження;

η – коефіцієнт, який приймають за табл. 4.2:

Таблиця 4.2

Значення коефіцієнта η

Характеристика гнучкості		Кладка з глиняної цегли, керамічних каменів, каменів і крупних блоків із важкого бетону, з природних каменів усіх видів		Кладка з силікатної цегли, силікатних каменів, каменів із бетону на пористих заповнювачах, крупних блоків із ніздрюватого бетону	
λ_h	λ_i	При % поздовжнього армування			
		$\leq 0,1$	$\geq 0,3$	$\leq 0,1$	$\geq 0,3$
10	35	0,00	0,00	0,00	0,00
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

Примітки: Для неармованої кладки коефіцієнт η приймають як для кладки з армуванням 0,1 % і менших. При % армування понад 0,1 і менших 0,3 значення коефіцієнта η визначають за інтерполяцією.

При меншому розмірі прямокутного поперечного перерізу $h \geq 300$ мм або з меншим радіусом інерції елементів довільного перерізу $i \geq 87$ мм коефіцієнт m_g слід приймати таким, що дорівнює 1.

Розрахункову висоту l_0 кам'яних стін, простінків, колон визначають залежно від умов опирання їх на горизонтальні або вертикальні опори:

$l_0 = H$ – при шарнірному опиранні на нерухомі в горизонтальному напрямку опори (наприклад, у житлових, громадських будівлях) (рис. 4.2, а);

$l_0 = 1,5H$ – для конструкцій однопрольотних будівель при пружній верхній опорі та жорсткому защемленні

у нижній опорі (рис.4.2, б);

$l_0 = 1,25H$ – те ж, для багатопрольотних будівель;

$l_0 = 2H$ – для вільних у верхній частині конструкцій при відсутності в'язів їх із перекриттями або іншими горизонтальними опорами та защемлених знизу (рис. 4.2, в);

$l_0 \geq 0,8H$ – для конструкцій із частково защемленими опорними перерізами,

де H – відстань у проствіті між перекриттями або іншими горизонтальними опорами.

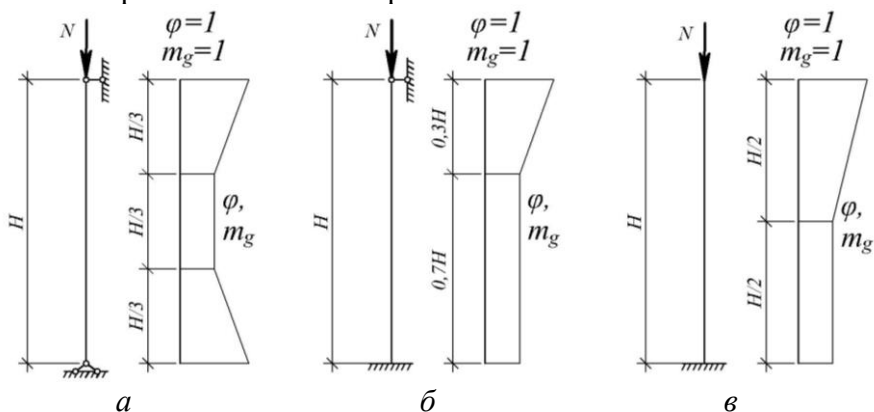


Рис.4.2. Зміна значень коефіцієнтів φ і m_g по довжині стиснутих елементів при різних варіантах опирання

Якщо навантаженням є лише власна вага елемента в межах розрахункової ділянки, то вказану висоту l_0 стиснутих елементів множать на коефіцієнт 0,75.

4.2. Позацентричний стиск

Позацентричний стиск - найпоширеніший вид силового навантаження на кам'яні конструкції (стіни, простінки, колони).

Характер напруженого стану кладки при позацентричному стиску залежить від ексцентриситету e_0 прикладання поздовжньої сили N . При незначних ексцентриситетах увесь переріз стиснутий (рис. 4.3, а). Зі збільшенням ексцентриситету

епюра напружень стає двозначною, тобто переріз частково стиснутий, а частково - розтягнутий (рис. 4.3, б).

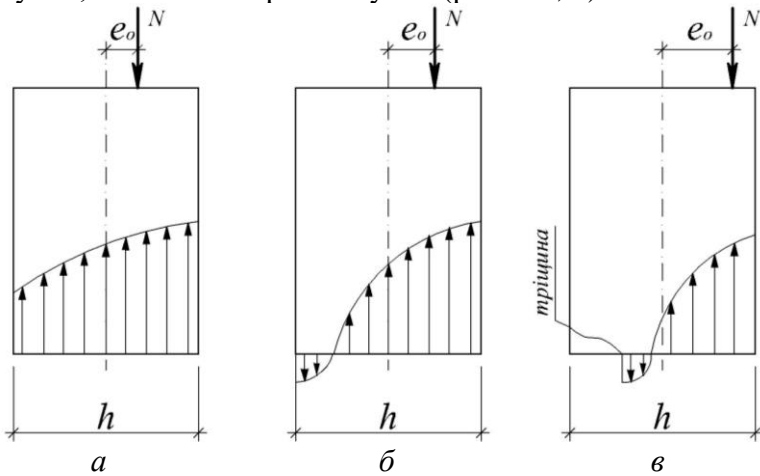


Рис. 4.3. Напруження у кладці, що працює на позацентровий стиск: *а* – весь переріз стиснутий; *б* – поява розтягу в частині перерізу; *в* – виникнення тріщини у розтягнутій частині перерізу

При великих ексцентриситетах, навіть при незначних навантаженнях, у розтягнутій зоні елемента напруження можуть перевищувати граничний опір кладки розтягу при згині і можуть з'явитися горизонтальні тріщини (рис. 4.3, в). Поява таких тріщин не призводить до руйнування елемента, якщо значення напруження у стиснутій зоні не більше граничного. Руйнівне навантаження може у декілька разів перевищувати навантаження, при якому утворились тріщини в розтягнутій зоні кладки.

За результатами експериментальних досліджень при розрахунку кладки на позацентровий стиск прийняті такі передумови: в основі розрахунку – умова рівноваги між зовнішньою розрахунковою силою N і прямокутною епюрою стискувальних напружень у кладці замість дійсної криволінійної епюри (рис. 4.4); розмір епюри стискувальних напружень d приймають таким, щоб центр ваги стиснутої зони A_c співпадав із

точкою прикладання зовнішнього стискувального навантаження.

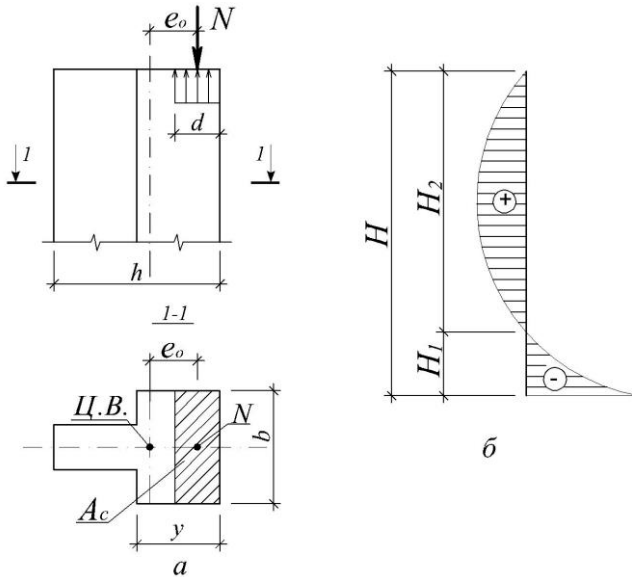


Рис. 4.4. Позацентровий стиск кам'яного елемента:
 a – розрахунковий поперечний переріз; $б$ – знакозмінна еюра згинального моменту для позацентрово стиснутого елемента

Міцність стиснутої ділянки кладки при позацентровому стиску більша, ніж при центральному стиску. Це обумовлене стримуючим впливом оточуючої розтягнутої або потрісканої (a , отже, і незавантаженої) кладки. Причому, цей вплив тим більший, чим менша відносна висота стиснутої зони, тобто чим більший ексцентриситет.

У розрахунках підвищення розрахункового опору кладки при позацентрованому стиску враховують множенням табличного значення розрахункового опору R кладки стиску на коефіцієнт ω , який залежить від виду і форми перерізу кладки (табл. 4.3).

Таблиця 4.3

Визначення коефіцієнта ω

Вид кладки	Переріз	
	прямокутний	довільної форми
Кладка всіх видів, крім вказаних у п.2.	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$
Кладка з каменів і крупних блоків із ніздрюватого та крупнопористого бетонів; із природних каменів, у т.ч. бутового	1	1

Примітка. Якщо $2y < h$, то при обчисленнях значення коефіцієнта ω замість $2y$ беруть h .

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів ведуть за умови:

$$N \leq N_u.$$

З урахуванням гнучкості, тривалості дії навантаження і ефекту обойми рівняння для розрахунку неармованої кладки на позацентровий стиск має вигляд:

$$N_u = m_{g1} \varphi_l R A_c \omega, \quad (4.3)$$

де A_c – площа стиснутої частини перерізу, для прямокутного перерізу визначають за формулами :

$$A_c = shc; \quad hc = h - 2e_0; \quad A_c = A(1 - 2e_0/h), \quad (4.4)$$

тут h – висота перерізу елемента у напрямку дії згинального моменту.

Для складних типів позацентрово стиснутих перерізів положення межі стиснутої частини перерізу визначають із умови рівності нулю статичного моменту цієї частини перерізу відносно осі, яка проходить через точку прикладання стискувальної сили N .

Для таврового перерізу відстань x від точки прикладання сили до границі стиснутої зони визначають за такими формулами :

1. При ексцентриситеті у бік полиці тавра (рис. 4.5, а)

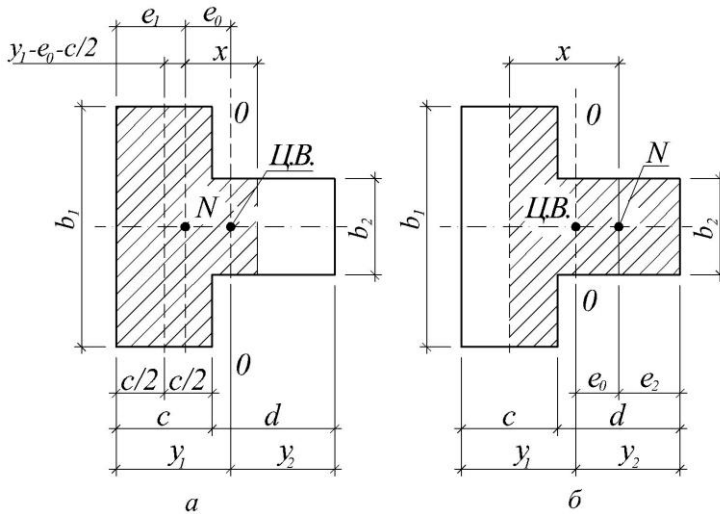


Рис. 4.5. Положення границі стиснутої зони у тавровому перерізі: *a* – стискувальне зусилля прикладене у межах полиці; *б* – стискувальне зусилля у ребрі

а) при $e_1 \leq c/2$ у робочий переріз A_c входить лише частина полиці, симетрична відносно точки прикладання сили N , тоді $x = e_1 = y_1 - e_0$, де e_1 – відстань від точки прикладання сили N до стиснутої грані перерізу:

$$A_c = 2e_1 b_1 = 2(y_1 - e_0) b_1; \quad (4.5)$$

б) при $e_1 > c/2$ і $e_1 + x > c$ величину x визначають із формули:

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2} (2\bar{a}_1 - \bar{n}) + (e_1 - c)^2}, \quad (4.6)$$

тоді

$$A_c = b_1 c + (e_1 + x - c) \cdot b_2. \quad (4.7)$$

2. При ексцентриситеті у бік ребра тавра (рис. 4.5, б):

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1} (2e_2 - d) + (\bar{a}_2 - d)^2}, \quad (4.8)$$

де $e_1 = y_2 - e_0$,

тоді
$$A_c = (h - c) \cdot b_2 + [c - (y + e_o - x)] \cdot b_1. \quad (4.9)$$

При $e_2 \leq d/2$; $x = e_2$.

Для таврового перерізу при $e_o > 0,45y$ (де y - відстань від центру ваги перерізу елемента до його краю у бік ексцентриситету), можна користуватися і спрощеними формулами:

$$A_c = h_c \cdot b_2; \quad h_c = 2(y - e_o), \quad (4.10)$$

де b – ширина стиснутої зони перерізу (ширина стиснутої полиці або товщина стінки ребра таврового перерізу залежно від напрямку ексцентриситету);

φ_l – коефіцієнт поздовжнього згину при позацентровому стиску, визначають за формулою:

$$\varphi_l = (\varphi + \varphi_c) / 2, \quad (4.11)$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згину для усього перерізу висотою h у площині дії згинального моменту, визначають за розрахунковою висотою елемента l_o за табл. 4.1;

φ_c – коефіцієнт поздовжнього згину для стиснутої зони перерізу висотою h_c у площині дії моменту, визначають за фактичною висотою елемента H за табл. 4.1 при відношенні $\lambda_{h,c} = H/h_c$ або $\lambda_{i,c} = H/i_c$;

h_c, i_c – висота і радіус інерції стиснутої частини поперечного перерізу в площині дії згинального моменту.

При знакозмінній епюрі згинального моменту по всій висоті стиснутого елемента розрахунок міцності ведуть у перерізах із максимальними згинальними моментами різних знаків.

У формулі (4.3): m_{g1} – коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив прогину стиснутого елемента на його несучу здатність при тривалій дії навантаження, визначають за формулою:

$$m_{g1} = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{ig}}{h} \right), \quad (4.12)$$

де e_{og} – ексцентриситет дії тривалих навантажень;

N_g, η – те ж, що у (4.2).

При $h \geq 300$ мм або $i \geq 87$ мм коефіцієнт $m_{g1} = 1$.

При розрахунку позацентрово стиснутих несучих і самонесучих стін завтовшки 250 мм і менше, крім розрахункового ексцентриситету дії поздовжньої сили потрібно враховувати випадковий ексцентриситет e_v , який для несучих стін становить 20 мм, для самонесучих і окремих шарів тришарових несучих стін – 10 мм, а для перегородок і ненесучих стін, а також для заповнення фахверкових стін випадковий ексцентриситет допускається не враховувати [26, п. 4.9].

Ширина і глибина розкриття тріщин у кладці обмежені і залежать від ексцентриситету e_o , тому нормами встановлені його граничні значення:

- у позацентрово стиснутих конструкціях без поздовжньої арматури в розтягнутій зоні значення ексцентриситету (з урахуванням випадкового) не повинно перевищувати: **0,9у** – для основних сполучень навантажень; **0,95у** – для особливих сполучень;

- у стінах завтовшки 250 мм і менше: **0,8у** - для основних сполучень навантажень; **0,85у** - для особливих сполучень. При цьому відстань від лінії дії сили до краю конструкції повинна бути не меншою за 20 мм.

При $e_o \leq 0,7у$ позацентрово стиснуті елементи розраховують лише за міцністю. Якщо ж умова міцності не виконується, то ведуть розрахунок розтягнутої зони на розкриття тріщин.

Елементи, що працюють на позацентровий стиск, у тих випадках, коли ширина перерізу менша за її висоту ($b < h$), повинні перевірятись розрахунком на центральний стиск у площині, перпендикулярній до площини дії згинального моменту.

4.3. Місцевий стиск (зминання)

У випадках, коли опирання конструкції відбувається не по всьому перерізу кам'яної кладки стіни, фундаменту тощо, а лише по його частині, спостерігається місцевий стиск (зминання) кладки (рис 4.6).

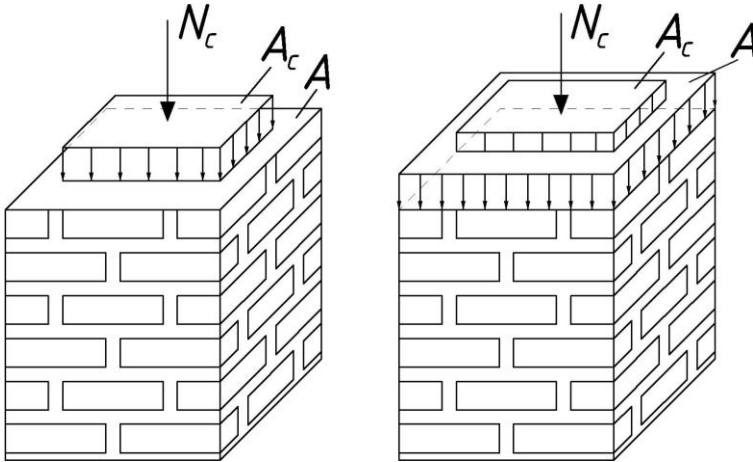


Рис. 4.6. Приклади навантаження при місцевому стиску

Опір кам'яної кладки місцевому стиску більший, ніж осьовому, оскільки прилеглі до завантаженої ділянки суміжні незавантажені зони перешкоджають його деформаціям і тим самим підвищують його несучу здатність. Виникає ефект „обойми”.

Розрахунковий опір кладки на місцевий стиск:

$$R_c = \xi R \leq \xi_1 R, \quad (4.13)$$

де ξ – коефіцієнт, який визначають за формулою:

$$\xi = \sqrt[3]{A/A_c}, \quad (4.14)$$

R – розрахунковий опір кладки на осьовий стиск;

A_c – площа зминання (місцевого стиску), на яку безпосередньо передається навантаження (рис. 4.7);

A – розрахункова, так звана ефективна, площа перерізу при

місцевому стиску (рис.4.7);

ξ_t – граничний коефіцієнт, що залежить від матеріалу кладки, місця і характеру прикладання навантаження (табл. 4.4).

Несучу здатність елемента при місцевому стиску перевіряють за формулою:

$$N_c \leq N_u,$$

де N_c – поздовжня стискувальна сила від місцевого навантаження;

N_u – граничне поздовжнє зусилля, що може сприйняти певна конструкція, обчислюють за формулою:

$$N_u = \psi d R_{loc} A_{loc}, \quad (4.15)$$

тут ψ – коефіцієнт повноти епюри тиску від місцевого навантаження: при рівномірно розподіленому навантаженні $\psi = 1$, при трикутній епюрі передачі навантаження $\psi = 0,5$;

d – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень у зоні місцевого стиску:

для цегляної кладки, віброцегляної кладки, для кладки з суцільних каменів і блоків із важкого або легкого бетонів цей коефіцієнт становить: $d = 1,5 - 0,5 \psi$;

для кладки з порожнистих бетонних каменів або суцільних каменів і блоків із крупнопористого і ніздрюватого бетонів $d = 1$.

Якщо під опорами згинальних елементів не встановлюють розподільчі плити, то без спеціального розрахунку можна приймати :

$\psi d = 0,75$ – для кладок із суцільної та порожнистої цегли, керамічного каменю, бутобетону і крупних блоків із важкого бетону або бетону на пористих заповнювачах марки 50 і вище;

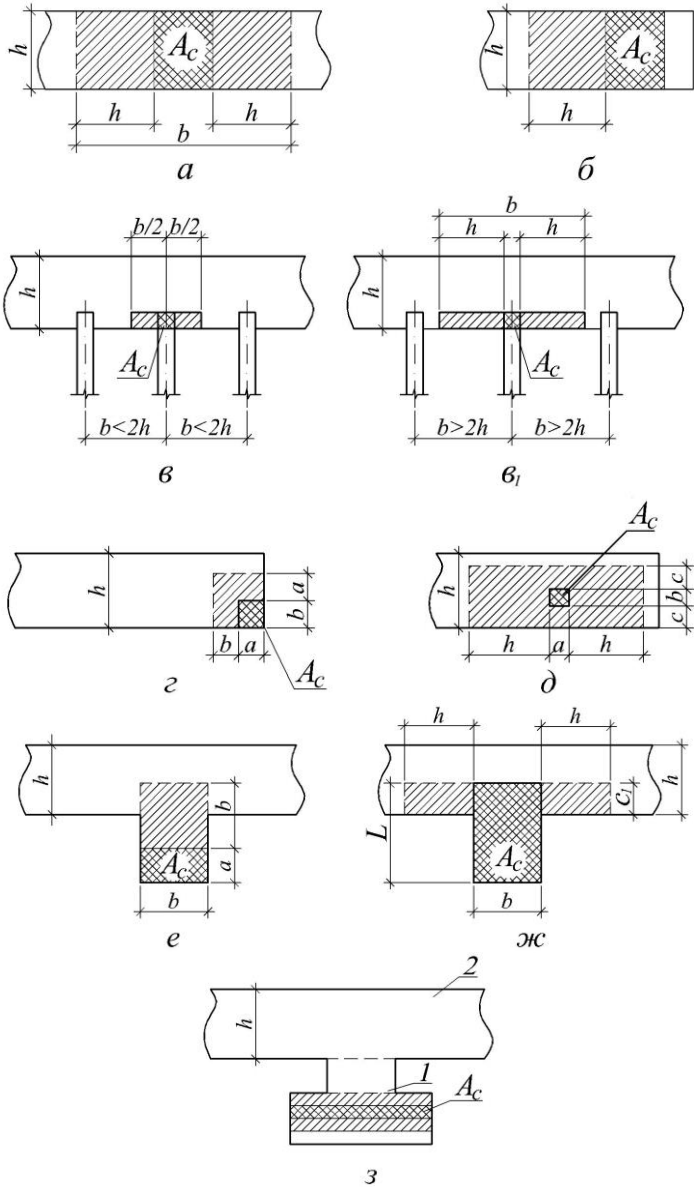


Рис. 4.7. Визначення розрахункових (ефективних) площ перерізу кладки при місцевому стиску $\psi d = 0,5$ – для порожнистих бетонних каменів і блоків,

суцільних каменів і блоків із бетону, каменів і блоків із ніздрюватого бетону та природних каменів.

Таблиця 4.4

ЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА ξ_1

Матеріал кладки	Схеми навантажень (до рис. 4.7)			
	а, в, в ₁ , д, ж		б, г, е, з	
	місцеве	місцеве + основне	місцеве	місцеве + основне
1. Суцільна цегла, каміння і крупні блоки з важкого бетону, бетону на пористих заповнювачах марки ≥ 50	2,0	2,0	1	1,2
2. Керамічне каміння, порожниста цегла, бутобетон	1,5	2,0	1	1,2
3. Порожністі бетонні камені і блоки, суцільне каміння і блоки з бетону, каміння і блоки з ніздрюватого бетону і природного каменю	1,2	1,5	1	1,0

Примітка. Для кладок усіх видів на розчині нульової міцності або на замороженому розчині у період його відтавання при зимовому муруванні, виконаному способом заморожування, приймають значення ξ_1 за п.3 таблиці. Для цегли, каменів і блоків порожнистістю понад 25% значення коефіцієнта $\xi_1 = 1$.

Розрахункову (ефективну) площу перерізу A визначають за такими правилами:

а) при дії місцевого навантаження на всю товщину стіни до розрахункової площі змінання включають додаткові ділянки, що мають довжину, не більшу за товщину стіни в кожний бік від завантаженої ділянки (рис. 4.7,а);

б) при розрахунку на місцеве крайове навантаження, прикладене по всій товщині стіни, розрахункову площу приймають такою, яка дорівнює площі змінання, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантаження – сумі

площ зминання і ділянки стіни завдовжки не більш, як товщина стіни в один бік (рис. 4.7, б);

в) при місцевому навантаженні у місцях опирання кінців прогонів і балок у розрахункову площу включають площу ділянки стіни шириною, яка дорівнює глибині закладання опорної ділянки прогону або балки, і довжиною, не більшою за відстань між осями двох сусідніх балок (рис. 4.7, в); якщо відстань між балками перевищує подвійну товщину стіни, то довжина розрахункової площі визначається як сума ширини балки і подвоєної товщини стіни (рис. 4.7, в₁);

г) при розрахунку на місцеве крайове навантаження, прикладене до кутової ділянки, розрахункову площу визначають як площу зминання, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантаження – $(a + \nu)^2$ (рис. 4.7, г);

д) при місцевому навантаженні, прикладеному до частини стіни по довжині і товщині, розрахункова площа становить $(2h + a)(2c + \nu)$ (рис. 4.7, д). Якщо це навантаження прикладене поблизу краю перерізу, то при розрахунку на суму місцевого і основного навантаження розрахункова площа береться не меншою, ніж така, що визначена в п. з (рис. 4.7, з);

е) при розрахунку на місцеве крайове навантаження, прикладене у межах пілястри, розрахункова площа дорівнює площі зминання, а при розрахунку на суму місцевого і основного навантаження вона становить $\nu(a + \nu)$ (рис. 4.7, е);

ж) при місцевому навантаженні, прикладеному в межах пілястри і частини стіни або простінка, збільшення розрахункової площі у порівнянні з площею зминання враховують лише для навантаження, рівнодійна якого прикладена в межах стіни (полиці) або в межах пілястри (ребра) з ексцентриситетом $e_0 > L/6$ у бік стіни (тут L – довжина площі зминання, а e_0 – ексцентриситет стосовно осі площі зминання). У цих випадках у розрахункову площу включають, крім площі зминання, частину площі перерізу стіни шириною c_1 , яка дорівнює глибині закладання опорної плити у кладку стіни,

завдовжки в кожен бік від краю плити не більше товщини стіни (рис.4.7, ж);

з) якщо переріз має складну форму, то при визначенні розрахункової площі перерізу не допускається враховувати ділянки, зв'язок яких із навантаженою ділянкою недостатній для перерозподілу тиску (наприклад, ділянки 1 і 2 на рис. 4.7, з). У цьому випадку розрахункова площа дорівнює площі зминання.

При одночасній дії на площу зминання місцевого навантаження (під кінцями балок, прогонів тощо) і основного навантаження (вага кладки, що розміщена вище, і навантаження, що передається на цю кладку), розрахунок виконують окремо на місцеве навантаження і на суму місцевого і основного навантажень. При розрахунку за кожним із цих двох варіантів приймають різні значення ξ_l згідно з таблицею 4.4. При розрахунку на суму місцевого і основного навантажень слід враховувати лише ту частину місцевого навантаження, яка буде завантажувати площу зминання основним навантаженням.

4.4. Згин

Розрахунок згинальних неармованих елементів виконують, виходячи із припущення пружної роботи кладки, за формулою:

$$M \leq M_u,$$

де M - розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження;

M_u – граничне значення згинального моменту, що може сприйняти переріз, визначають за формулою:

$$M_u = R_{t6}W, \quad (4.16)$$

де W - момент опору перерізу кладки;

R_{t6} - розрахунковий опір кладки розтягу при згині за перев'язаним перерізом.

На дію поперечної сили згинальні елементи розраховують за формулою:

$$Q \leq Q_u,$$

де Q - розрахункова поперечна сила;

Q_u – граничне значення поперечної сили, що може сприймати переріз елемента, визначають за формулою:

$$Q_u = R_{tw} b z; \quad (4.17)$$

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

z - плече внутрішньої пари сил,

для прямокутного перерізу $z = 2/3 h$,

b і h - розміри поперечного перерізу елемента.

Проектування кам'яних конструкцій, що працюють на згинання за неперев'язаним перерізом, не допускається.

4.5. Зріз

Опір неармованої кам'яної кладки зрізу за горизонтальним неперев'язаним швом визначають за формулою:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8 n \mu \sigma_0) A, \quad (4.18)$$

де R_{sq} - розрахунковий опір кладки зрізу;

σ_0 - середнє напруження стиску від найменшої розрахункової поздовжньої сили з коефіцієнтом перевантаження 0,9;

0,8 - коефіцієнт, що гарантує від випадкового зниження опору тертю;

n - коефіцієнт, що враховує вид і порожнистість кладки: для суцільної цегли і каменів дорівнює 1, для порожнистих - 0,5;

A - розрахункова (ефективна) площа перерізу;

μ - коефіцієнт тертя по шву, становить 0,7 (табл. 2.17).

При розрахунку кладки на зріз за перев'язаним перерізом $\sigma_0 = 0$.

4.6. Розтяг

Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій за міцністю при осьовому розтягу виконують за формулою:

$$N \leq N_u$$

де N - розрахункова поздовжня розтягувальна сила;

N_u - найбільше значення поздовжньої сили, що може сприймати переріз елемента, визначають за формулою:

$$N_u = R_t A_n \quad (4.19)$$

тут R_t - розрахунковий опір кладки розтягу за перев'язаним перерізом;

A_n - розрахункова площа перерізу нетто, тобто без порожнин у каменях.

Проектування елементів конструкцій, що працюють на осьовий розтяг за неперев'язаним перерізом, не допускається.

Контрольні запитання

1. Як працює переріз кам'яної конструкції при центральному стиску?
2. Як впливає гнучкість елемента на роботу кладки при стиску?
3. Як визначити характеристику гнучкості елемента?
4. У чому полягає відмінність у граничних станах центрально навантаженого масивного та гнучкого елементів кам'яної конструкції?
5. Як розраховують міцність кам'яної кладки при центральному стиску?
6. Від чого залежить розрахункова висота елемента?
7. Від чого залежить коефіцієнт поздовжнього згину і як його визначають?
8. Що враховує коефіцієнт m_g ?

9. Від чого залежить характер напруженого стану кладки при позацентровому стиску?
10. Як обчислюють площу стиснутої частини перерізу при позацентровому стиску?
11. Як перевірити міцність кам'яної кладки при позацентровому стиску?
12. Як виконати розрахунок позацентрово стиснутого елемента кладки таврового поперечного перерізу?
13. За яких умов кам'яна кладка працює на місцевий стиск (зминання)?
14. Як визначити розрахунковий опір кладки при місцевому стиску?
15. Як перевіряють несучу здатність кладки при місцевому стиску?
16. Що означає коефіцієнт ψ при розрахунку кладки на місцевий стиск?
17. Як обчислюють розрахункову площу поперечного перерізу при зминанні?
18. Чому не допускається проектування згинальних кам'яних конструкцій за неперев'язаним перерізом?
19. Як виконують розрахунок за міцністю кам'яної кладки при зрізі?
20. Як визначають міцність кладки при осьовому розтягу?

Розділ 5

Розрахунок елементів армокам'яних конструкцій за граничними станами першої групи

Армування кам'яних конструкцій виконують для збільшення їх міцності та стійкості. Існують два найпоширеніших способи армування: поперечне (сіткове) і поздовжнє (вертикальними каркасами).

Крім армування, кладка може бути підсилена залізобетонними або металевими обоймами.

5.1. Елементи з сітковим армуванням

Поперечне армування із розташуванням арматури в горизонтальних швах кладки (рис. 5.1) попереджає розвиток поперечних деформацій, сприймає розтягувальні зусилля і тим самим розвантажує кладку, підвищуючи її міцність у 2,0 – 2,5 рази.

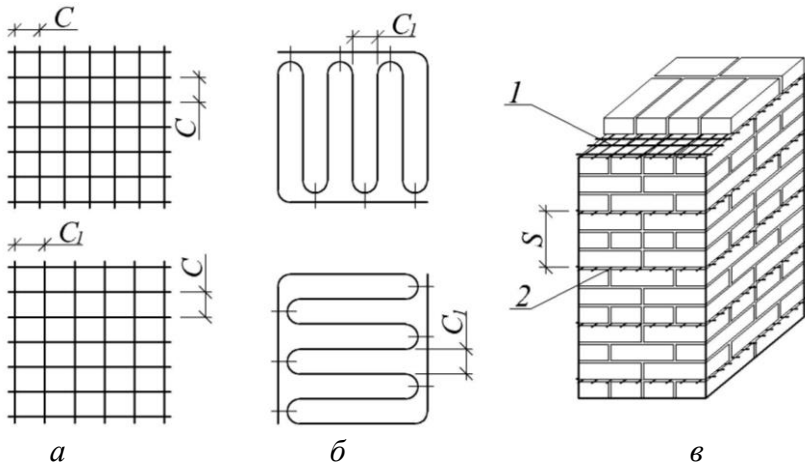


Рис. 5.1. Сітки для поперечного армування кладки: *a* – сітки з перехресним розташуванням стержнів; *б* – сітки типу „зигзаг”; *в* – укладання сіток (1) з випусками (2) у шви цегляної кладки

Сіткове армування застосовують для підсилення кладки з цегли усіх видів, а також із керамічного каміння зі щільними вертикальними порожнинами при висоті ряду до 150 мм. Підсилення сітковим армуванням кладки з бетонних і природних каменів висотою ряду понад 150 мм мало ефективне.

Сіткове армування допускається застосовувати лише в тих випадках, коли підвищення марок цегли, каменів і розчинів не забезпечує необхідної міцності кладки, а площа поперечного перерізу елемента не може бути збільшена. Не допускається застосовувати сіткове армування стін приміщень із вологим і мокрим режимами.

Сіткове армування застосовують для підсилення завантажених колон, стовпів, простінків, які мають невелику гнучкість і навантажені з незначними ексцентриситетами. Сіткове армування застосовують лише при характеристиці гнучкості $\lambda_i \leq 53$ або при відношенні $\lambda_h \leq 15$, а також при малих ексцентриситетах, що не виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів $e_o \leq 0,17h$). При більших значеннях гнучкості та ексцентриситетів сіткове армування міцності кладки не підвищує.

Марка цегли для армокам'яних конструкцій повинна бути не нижчою 75, а каменю – не нижчою 50 (як виняток, за певного обґрунтування, допустиме застосування цегли марки 50 і каменю марки 35). Марка розчину, у який вкладають арматуру, повинна бути не нижчою 50.

Сітки виготовляють зі сталі класів А240С (А-І) або Вр-І діаметром 3...8 мм, причому за наявності перетинів арматури у швах кладки діаметр стержнів повинен бути не більшим за 6 мм. Відстань між стержнями у сітці становить 30...120 мм.

Залежно від діаметра арматури сітки можуть бути прямокутними (з перехресним розташуванням стержнів) зі стержнями діаметром 3...6 мм (рис. 5.1, а) або типу „зигзаг” зі стержнями діаметром 3...8 мм (рис. 5.1, б). Сітка „зигзаг” має один ряд стержнів, які розміщуються в одному напрямку. Ці сітки розташовують у двох суміжних швах при взаємно

перпендикулярному напрямку стержнів. Дві зигзагоподібні сітки еквівалентні одній прямокутній.

Сітки укладають (рис.5.1,в) не рідше, ніж через 400 мм або через п'ять рядів цегляної кладки зі звичайної цегли, через чотири ряди кладки з потовщеної цегли і через три ряди кладки з керамічного каменю. Для контролю вкладання сіток кінці їх стержнів повинні виступати зі швів кладки на 2 - 3 мм.

Сітки типу „зигзаг” ефективніші від прямокутних, особливо у кладках раннього віку. Це має практичне значення, якщо є потреба підвищення міцності зимової кладки в момент відтавання.

Насичення кладки арматурою характеризується відсотком армування за об'ємом:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100\%, \quad (5.1)$$

де V_s і V_k - відповідно об'єми арматури і кладки.

Для квадратної сітки зі стержнів площею поперечного перерізу A_{st} з розмірами чарунок $c_1 = c_2 = c$ при відстані між сітками по висоті s :

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cs} 100\% . \quad (5.2)$$

Для ефективності сіткового армування значення μ повинне бути не меншим за 0,1%, а для того, щоб не було недовикористання арматури, її вміст повинен бути меншим за 1,0%.

Відсоток армування кладки сітками при центральному стиску не повинен перевищувати значення, визначеного за формулою:

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\% . \quad (5.3)$$

Підбір розмірів комірок сіток і відстань між сітками при відомому відсотку армування зручно виконувати, користуючись таблицею 5.1.

При розташуванні сіток через кілька рядів кладки наведений у таблиці 5.1 відсоток армування зменшується пропорційно до кількості рядів.

Таблиця 5.1

Відсотки армування сітками при розташуванні їх в один ряд кладки при висоті ряду 77 мм (у кожному шві), $s = 77$ мм

Розмір комірки, c , мм	Діаметр арматури, мм				
	3	4	5	6	8
30×30	0,61	1,09	1,70	2,45	4,36
35×35	0,53	0,93	1,45	2,15	3,73
40×40	0,46	0,82	1,27	1,84	3,27
45×45	0,41	0,73	1,13	1,64	2,91
50×50	0,37	0,66	1,02	1,47	2,61
55×55	0,34	0,60	0,92	1,34	2,37
60×60	0,31	0,55	0,85	1,23	2,18
65×65	0,28	0,50	0,78	1,13	2,01
70×70	0,26	0,47	0,73	1,05	1,86
75×75	0,25	0,44	0,68	0,98	1,74
80×80	0,23	0,41	0,64	0,92	1,63
85×85	0,22	0,39	0,60	0,87	1,54
90×90	0,21	0,36	0,57	0,82	1,45
95×95	0,19	0,34	0,54	0,77	1,37
100×100	0,18	0,33	0,51	0,74	1,31

При позакентровому стиску відсоток армування повинен бути **не більшим**:

$$\mu = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)R_s} \geq 0,1\% . \quad (5.4)$$

При центральному стиску розрахунковий опір армованої кладки з цегли усіх видів і керамічних каменів із вертикальними порожнинами визначають за формулами:

- при марці розчину 50 і вище:

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R ; \quad (5.5)$$

- при порожнистості понад 20%:

$$R_{sk} = R + 0,8 \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R ; \quad (5.5,а)$$

- при марці розчину нижче 25 (при перевірці міцності кладки у процесі її зведення):

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2R_1, \quad (5.6)$$

де R_1 - розрахунковий опір стиску неармованої кладки у певний термін твердіння розчину;

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

R_s - розрахунковий опір арматури (табл. 5.2), з урахуванням коефіцієнта умов роботи γ_{cs} (табл. 2.15).

Таблиця 5.2

Нормативні та розрахункові опори арматури, що застосовується для армування кам'яної кладки

Клас арматури	$R_{sn}, R_{s,ser}$, МПа	R_s , МПа	R_{sw} , МПа	R_{sc} , МПа
A240C (A I)	240 (235)	225	175	225
A300C (A II)	300 (295)	280	225	280
ВрI, Ø 3 мм	410	375	270, 300*	375
ВрI, Ø 4 мм	405	365	265, 295*	365
ВрI, Ø 5 мм	395	360	260, 290*	360

* - Для в'язаних каркасів і сіток

При позацентровому стиску на значення розрахункового опору, крім відсотків армування, впливає також ексцентриситет прикладання навантаження e_0 . У цьому випадку розрахунковий опір визначають за формулами:

- при марці розчину 50 і вище:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leq 2R, \quad (5.7)$$

- при марці розчину нижче 25:

$$R_{skb1} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leq 2R_1. \quad (5.8)$$

Розрахунок кладки із сітковим армуванням виконують за формулами:

- при центральному стиску:

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A; \quad (5.9)$$

- при позацентровому стиску при малих ексцентриситетах, що не виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів $e_o \leq 0,17h$):

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A_c \omega; \quad (5.10)$$

- або для прямокутного перерізу:

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_o}{h} \right) \cdot \omega. \quad (5.11)$$

При ексцентриситетах, які виходять за межі ядра перерізу (для прямокутних перерізів $e_o > 0,17h$), а також при $\lambda_h > 15$ або $\lambda_i > 53$ застосовувати сіткове армування не рекомендується.

Для визначення φ за табл. 4.1 потрібно знати пружну характеристику армованої кладки, яку визначають за формулою:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}, \quad (5.12)$$

де α - пружна характеристика неармованої кладки (табл. 2.16); R_u - середня межа міцності (тимчасовий опір) стиску кладки,

визначають за формулою:

$$R_u = kR, \quad (5.13)$$

R_{sku} - тимчасовий опір (середня межа міцності) стиску армованої кладки з цегли або каменів при висоті ряду не більше за 150мм, визначають за формулою:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}, \quad (5.14)$$

тут k – коефіцієнт, який залежить від виду кладки і матеріалу, становить: **2,00** – для кладки з цегли і каменів усіх видів (з крупних блоків, рваного буту, бутобетону, цегляної віброваної кладки); **2,25** – для кладки з крупних і дрібних блоків із ніздрюватих бетонів.

R_{sn} - нормативний опір арматури в армованій кладці, приймають за табл. 5.2; для дроту класу Вр-І значення R_{sn} враховують із коефіцієнтом умов роботи 0,6;
 R - розрахунковий опір кладки стиску.

5.2. Елементи з поздовжнім армуванням

Для підвищення стійкості стін при значних гнучкостях їх армують поздовжньою арматурою (рис. 5.2). Армуння стін застосовують також за необхідності підвищити опір згину при дії на стіну горизонтального тиску сипких матеріалів, рідин тощо, а також для підвищення опору кладки стін дії вібраційного та сейсмічного навантажень.

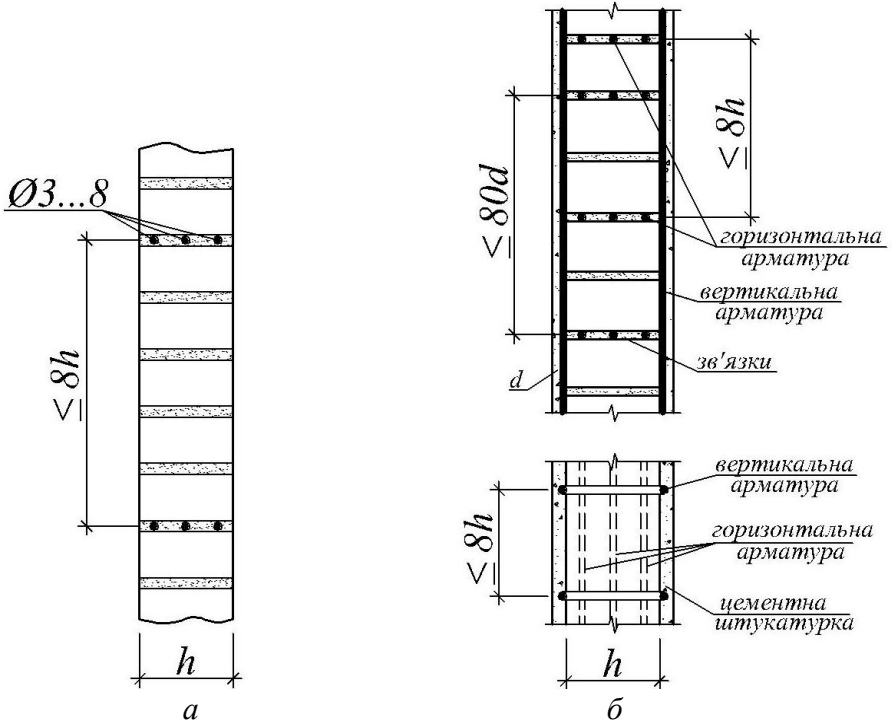


Рис. 5.2. Види армування стін окремими стержнями: *a* – горизонтальними стержнями у швах кладки; *б* – горизонтальними стержнями у швах кладки і вертикальними стержнями зовні

Існує два способи армування стін поздовжньою арматурою:

1) армування горизонтальною арматурою, розташованою у швах кладки. Таке армування можливе за наявності вертикальних елементів – пілястр, стійок, які служать для сприйняття горизонтальних навантажень, що передаються від стін (рис. 5.2, а);

2) армування горизонтальною арматурою у швах кладки і вертикальною арматурою, розташованою зовні кладки (рис. 5.2, б). Таке армування застосовують за наявності як вертикальних, так і горизонтальних елементів – стовпів, пілястр, міжповерхових перекриттів. Відстань між горизонтальними швами, де розташована арматура, прийнята не більше $8h$ (h – товщина стіни), а діаметр стержнів $3 - 8$ мм. Вертикальні стержні ($d \leq 10$ мм) з'єднують між собою стиковими стержнями, які пропускають у горизонтальних швах через товщину кладки і розташовують з максимальним кроком $80d$ (d – діаметр вертикальної арматури). Стіни із зовнішньою вертикальною арматурою обов'язково штукатурять цементним розчином марки 50, при цьому товщина захисного шару повинна бути не меншою 15 мм у нормальних умовах і 25 мм - при підвищеній вологості. Відсоток армування має бути не нижчим за 0,05%.

Конструктивне армування стін в одному напрямку дозволяє збільшити допустиму гнучкість на 20%, а при армуванні у двох напрямках – на 30% у порівнянні з неармованою кладкою.

Поздовжнє армування кладки (зовнішнє або внутрішнє) (рис. 5.3) застосовують:

- у позацентрово стиснутих елементах зі значними ексцентриситетами прикладання поздовжньої сили, що виходять за межі ядра перерізу, де армування поперечними сітками не ефективне;

- у центрально і позацентрово стиснутих із невеликими ексцентриситетами елементах зі значною гнучкістю (при $\lambda_t > 15$ або $\lambda_t > 53$), коли армування поперечними сітками не ефективне;
- у стиснутих елементах при вібраційних або сейсмічних навантаженнях;
- у згинальних елементах (перемичках, стінах тощо).

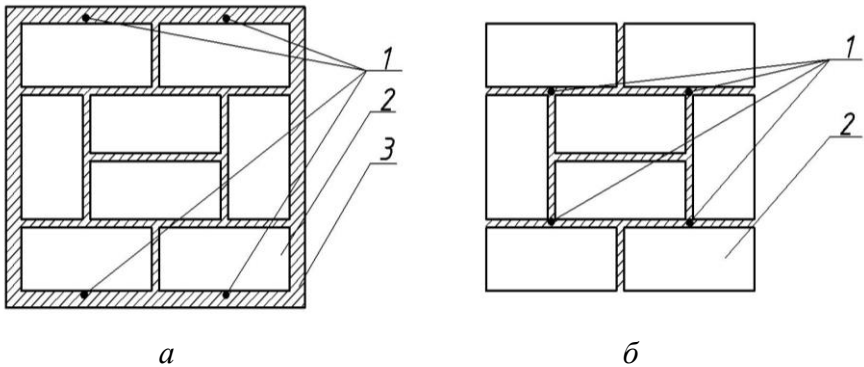


Рис. 5.3. Поздовжнє армування кладки: *a* – зовнішнє; *б* – внутрішнє: 1 – арматурний стержень; 2 – цегла; 3 – захисний шар

Поздовжнє армування кам'яних конструкцій підвищує міцність кладки, збільшує опір кладки розтягувальним зусиллям при позацентровому стиску та згині, підвищує стійкість конструкції, збільшує опір вібраційним і сейсмічним впливам, забезпечує монолітність усієї споруди в цілому.

Для поздовжньої арматури застосовують стержні зі сталі класів А240С (А-I), А300С (А-II), Вр-I діаметром не менше 3мм (для розтягнутої арматури) і не менше 8мм (для стиснутої). Хомути виконують зі сталі класу А240С (А-I) або дроту діаметром 3...6 мм. Крок хомутів має бути не більшим за $15d$ для зовнішньої арматури (рис. 5.3, *a*) і не більшим за $20d$ - для внутрішньої арматури (рис. 5.3, *б*), де d - діаметр стержнів поздовжньої арматури. Для конструктивної арматури або розтягнутої поздовжньої арматури, розташованої зовні, крок хомутів приймають не більшим за $80d$.

Цегла для кладки може бути суцільною або порожнистою. Штукатурний або мурувальний розчин, у якому знаходиться арматура, має бути марки не нижче 25 або не нижче 50, якщо кладка експлуатується у вологих умовах, у відкритих або підземних конструкціях.

Для елементів із робочою поздовжньою стиснутою арматурою не рекомендують застосовувати цеглу напівсухого пресування і силікатну цеглу, оскільки міцність такої цегли через значну деформативність використовується недостатньо.

Захисний шар для армокам'яних конструкцій із зовнішньою арматурою повинен мати товщину, не меншу від вказаної у табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Товщина захисного шару цементного розчину, мм, для армокам'яних конструкцій

Армовані конструкції	Розташування конструкцій		
	у приміщеннях із нормальною вологістю повітря	просто неба	у вологих, мокрих приміщеннях, а також у резервуарах, фундаментах тощо
Балки, стовпи, колони	20	25	30
Стіни	10	15	20

Площу перерізу поздовжньої стиснутої арматури беруть не менше 0,1%, розтягнутої - не менше 0,05% від площі поперечного перерізу елемента.

Руйнування стовпів із поздовжньою арматурою подібне до руйнування неармованої кладки, проте відрізняється тим, що при руйнуванні не відбувається розшарування кладки на окремі стовпці, оскільки цьому перешкоджають хомути.

Розрахунок за несучою здатністю армокам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням виконують аналогічно до розрахунку залізобетонних конструкцій. При цьому розрахункові опори арматури, які приймають відповідно до

СНиП 2.03.01-84* [25], слід множити на коефіцієнт умов роботи γ_{cs} (табл. 2.15).

При визначенні коефіцієнта поздовжнього згину φ за табл. 4.1 значення пружної характеристики кладки α приймають за табл. 2.16 як для неармованої кладки.

Якщо центрально або позацентрово стиснута кладка армована поздовжньою арматурою, яка її частково розвантажує, то робота кладки використовується не повністю, тому в розрахунках це враховують введенням коефіцієнта $\gamma_c = 0,85$, на який домножують розрахунковий опір кладки. Коефіцієнт повноти епюри напружень приймають $\omega = 1$.

У згинальних кам'яних елементах застосування робочої стиснутої арматури допускається у виняткових випадках (при обмеженій висоті перерізу, при знакозмінних моментах тощо).

В елементах із поздовжньою арматурою, розташованою зовні кладки, площа перерізу захисних шарів у розрахунку не враховується.

Модуль деформацій кладки з поздовжньою арматурою обчислюють за тими ж формулами, що й для кладки, армованої сітками. Пружна характеристика кладки з поздовжнім армуванням така ж, як для неармованої кладки.

Центрально стиснуті елементи з поздовжньою арматурою розраховують за формулою:

$$N \leq \varphi(0,85 m_g R A + R_{sc} A'_s), \quad (5.15)$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину (табл. 2.16);

m_g – коефіцієнт умов роботи стиснутого елемента, що враховує вплив тривалого навантаження (п. 4.1);

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

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

При розрахунку за міцністю позацентрово стиснутих елементів із поздовжньою арматурою може бути два випадки:

випадок великих ексцентриситетів і випадок малих ексцентриситетів.

У випадку великих ексцентриситетів повинні виконуватися два основних рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил:

- розрахункове зовнішнє зусилля N повинно дорівнювати або бути меншим від суми проєкцій внутрішніх зусиль на поздовжню вісь елемента

$$N \leq \varphi(0,85 m_g R A_c + R_{sc} A'_s - R_s A_s); \quad (5.16)$$

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

$$0,85 m_g R S_{cN} \pm R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0, \quad (5.17)$$

де A_c – площа стиснутої частини перерізу кладки;

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

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

a, a' - відповідно відстань 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 ;

e, e' - відстань від центра ваги відповідно арматури A_s і A'_s до точки прикладання зовнішньої сили N ;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину (табл. 2.16);

m_g – коефіцієнт умов роботи стиснутого елемента, що враховує вплив тривалого навантаження (п. 4.1).

Знак „+” у формулі (5.17) ставлять у випадку, коли поздовжня сила N прикладена за межами віддалі z_s між центрами ваги арматур A_s і A'_s , а знак „-” – якщо N знаходиться у межах цієї відстані ($z_s = h - a - a' = h_0 - a'$).

Умову міцності також можна записати з рівняння суми моментів усіх зусиль відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$N e \leq \varphi(0,85 m_g R S_c + R_{sc} A'_s z_s); \quad (5.18)$$

де S_c – статичний момент стиснутої частини перерізу відносно центра ваги розтягнутої арматури:

- для довільної форми перерізу $S_c = A_c z$;
- для прямокутного перерізу $S_c = b x (h_0 - 0,5x)$.

Якщо епюра напружень у кладці прийнята у вигляді прямокутника, то положення нейтральної лінії визначають із рівняння (5.17).

Якщо у стиснутій зоні поздовжня арматури відсутня, то у формулах (5.16) - (5.18) $A'_s = 0$, а коефіцієнт $\gamma_c = 1$. Тоді формули набувають вигляду:

$$N \leq \varphi(m_g \omega R A_c - R_s A_s); \quad (5.19)$$

$$m_g \omega R S_{cN} - R_s A_s e = 0; \quad (5.20)$$

$$N e \leq \varphi m_g \omega R S_c. \quad (5.21)$$

У випадку *малих ексцентриситетів* умови міцності записують таким чином:

$$N e \leq \varphi(0,85 m_g R S_0 + R_{sc} A'_s z_s); \quad (5.22)$$

$$N e' \leq \varphi(0,85 m_g R S'_0 + R_{sc} A'_s z_s), \quad (5.23)$$

тобто, моменти від зовнішньої сили відносно осі, що проходить через центр ваги менш стиснутої (розтягнутої) арматури або відносно більш стиснутої арматури не повинні перевищувати суми моментів внутрішніх зусиль відносно тих же осей.

У формулах (5.22) (5.23):

S_0 – статичний момент усього перерізу кладки відносно центра ваги розтягнутої або менш стиснутої арматури;

S'_0 – статичний момент усього перерізу кладки відносно центра ваги стиснутої арматури A'_s .

Положення нейтральної осі визначають із рівняння (5.17).

При одиночному армуванні умови (5.22) і (5.23) будуть мати вигляд:

$$N e \leq \varphi m_g \omega R S_0; \quad (5.24)$$

$$N e' \leq \varphi m_g \omega R S'_0. \quad (5.25)$$

Для прямокутних перерізів формули (5.16) - (5.25) мають вигляд:

- для випадку великих ексцентриситетів:

$$N \leq \varphi (0,85 m_g R b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s); \quad (5.26)$$

$$0,85 m_g R b x (e - h_0 + 0,5 x) \pm R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0; \quad (5.27)$$

$$N e \leq \varphi (0,85 m_g R b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s z_s); \quad (5.28)$$

- за наявності арматури лише у розтягнутій (менш стиснутій) частині перерізу:

$$N \leq \varphi (m_g \omega R b x - R_s A_s); \quad (5.29)$$

$$\omega R b x (e - h_0 + 0,5 x) - R_s A_s e = 0; \quad (5.30)$$

$$N e \leq \varphi (m_g \omega R b x (h_0 - 0,5 x)); \quad (5.31)$$

- для випадку малих ексцентриситетів:

$$N e \leq \varphi (0,42 m_g R b h_0^2 + R_{sc} A'_s z_s); \quad (5.32)$$

$$N e' \leq \varphi (0,42 m_g R b h_0'^2 + R_{sc} A'_s z_s); \quad (5.33)$$

- при одиночному армуванні:

$$2 N e \leq \varphi \omega m_g R b h_0^2. \quad (5.34)$$

Розрахунок за міцністю армованих згинальних елементів прямокутного перерізу зі стержневою арматурою виконують за формулою:

$$M \leq R b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (5.35)$$

при цьому положення нейтральної осі визначають із рівняння:

$$R b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s; \quad (5.36)$$

При одиночному армуванні:

$$M \leq 1,25 R_b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (5.37)$$

при цьому положення нейтральної осі визначають з умови:

$$1,25 R_b x = R_s A_s. \quad (5.38)$$

Висота стиснутої зони кладки у всіх випадках має задовольняти умовам:

$$x \leq 0,55 h_0 \quad \text{і} \quad \tilde{\sigma} \geq 2\tilde{\alpha}'. \quad (5.39)$$

Розрахунок згинальних елементів за дії поперечної сили виконують за формулою:

$$Q \leq R_{tw} b z, \quad (5.40)$$

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

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

Якщо умова (5.40) не виконується, необхідно встановлювати хомути або влаштовувати відгини згідно з розрахунком за [25].

Розрахунок за міцністю кам'яних елементів із подовжньою арматурою при центральному розтягу виконують за формулою:

$$N \leq R_s A_s, \quad (5.41)$$

де R_s – розрахунковий опір арматури розтягу;

A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої арматури.

Контрольні запитання

1. Які види армування кладки вам відомі?
2. Коли застосовують сіткове армування кладки?
3. Які конструктивні вимоги ставлять до кладки з сітковим армуванням?
4. Як визначають коефіцієнт армування кладки?
5. Як визначають розрахунковий опір армованої кладки при центральному та позацентровому стисках?
6. Як визначити пружну характеристику армованої кладки?

7. У яких випадках застосовують поздовжнє армування?
8. Яку арматуру застосовують для поздовжнього армування кладки?
9. Які конструктивні вимоги ставлять до кладки з поздовжнім армуванням?
10. Як визначають несучу здатність армокам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням ?

Розділ 6

Розрахунок елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій за граничними станами другої групи

Армовані кам'яні конструкції, деформації яких за умовами експлуатації є обмеженими, розраховують на утворення і розкриття тріщин. Розрахунок елементів із сітковим армуванням при розташуванні поздовжньої сили в ядрі перерізу виконують так само, як для неармованої кладки.

Розрахунок за розкриттям тріщин поздовжньо армованих позацентрово стиснутих, згинальних і розтягнутих елементів виконують у випадку, коли вони перебувають в умовах агресивного середовища, а також за вимоги непроникності штукатурки або оздоблення поверхні конструкції.

За утворенням і розкриттям тріщин (швів кладки) і за деформаціями необхідно виконувати розрахунок:

а) позацентрово стиснутих неармованих елементів при $e_o > 0,7u$;

б) суміжних конструктивних елементів кладки з матеріалів різної деформативності (з різними модулями пружності, повзучістю, усадкою) або при значній розбіжності у напруженнях, які виникають у цих елементах;

в) самонесучих стін, зв'язаних з каркасами, які працюють на поперечний згин, якщо несуча здатність стін недостатня для самостійної (без каркасу) роботи під навантаженням;

г) стінового заповнення каркасів – на перекіс у площині стін;

д) поздовжньо армованих згинальних, позацентрово стиснутих і розтягнутих елементів, експлуатованих в умовах, агресивних для арматури;

е) поздовжньо армованих резервуарів за наявності вимог непроникності штукатурних або плиткових ізоляційних покриттів;

ж) інших елементів будівель і споруд, у яких утворення тріщин не допускається або ж розкриття тріщин є обмеженим за умовами експлуатації.

Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій за граничними станами другої групи виконують на дію нормативних навантажень при основних їх сполученнях, а розрахунок позацентрово стиснутих неармованих елементів на розкриття тріщин при $e_0 > 0,7y$ виконують на дію розрахункових навантажень.

Попередньо приймають передумови: при розрахунку застосовують лінійну епюру напружень позацентрового стиску як для пружного тіла; розрахунок виконують за умовним крайовим напруженням розтягу, що характеризує величину розкриття тріщин у розтягнутій зоні. Переріз елемента зводять до одного матеріалу (сталі) за відношенням модулів пружності кладки E_0 і сталі E_s :

$$n_{red} = \frac{E_0}{E_s}. \quad (6.1)$$

Розрахунок за розкриттям тріщин елементів кам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням виконують за формулами, у яких використано зведені геометричні характеристики перерізів. Площа перерізу, відстань від центру ваги перерізу до стиснутої грані і момент інерції зведеного перерізу визначають за формулами:

$$A_{red} = n_{red}A + A_s + A'_s; \quad (6.2)$$

$$y_{red} = \frac{n_{red}Ay + A_s h_i + A'_s a'}{A_{red}}; \quad (6.3)$$

$$I_{red} = n_{red}I + n_{red}A(y_{red} - y)^2 + A_s(h_i - y_{red})^2 + A'_s(y_{red} - a')^2. \quad (6.4)$$

У формулах (6.1) – (6.4):

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

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

$A_{red}, y_{red}, I_{red}$ – ті ж величини для зведеного перерізу;

A_s – площа перерізу розтягнутої арматури;

A'_s – площа перерізу стиснутої арматури;

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

a – відстань від центра ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані;

a' – відстань від центра ваги стиснутої арматури до стиснутої грані.

Розрахунок за розкриттям тріщин кам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням виконують за формулами:

- при осьовому розтягу:

$$N \leq \gamma_r R_s A_{red}; \quad (6.5)$$

- при згині:

$$M \leq \frac{\gamma_r R_s I_{red}}{h_0 - y_{red}}; \quad (6.6)$$

- при позацентровому стиску:

$$N \leq \frac{\gamma_r R_s A_{red}}{\frac{A_{red}(h_0 - y_{red})e_{\hat{i}}}{I_{red}} - 1}, \quad (6.7)$$

- при позацентровому розтягу:

$$N \leq \frac{\gamma_r R_s A_{red}}{\frac{A_{red}(h_0 - y_{red})e_{\hat{i}}}{I_{red}} + 1}, \quad (6.8)$$

У формулах (6.5) – (6.8):

γ_r - коефіцієнт умов роботи кладки при розрахунку за розкриттям тріщин (табл. 6.1);

R_s – розрахунковий опір арматури в розрахунках за розкриттям тріщин (табл.6.2);

N і M – поздовжня сила і момент від нормативних навантажень (у розрахунках конструкцій за розкриттям тріщин у штукатурних покриттях і покриттях із плиток зусилля

визначаються за навантаженнями, які прикладаються після їх влаштування);
 $e_0 = M/N$ – ексцентриситет поздовжньої сили N .

Таблиця 6.1

Значення коефіцієнта умов роботи кладки за розкриттям тріщин γ

Характеристика кладки	Термін служби конструкції, років		
	100	50	25
Неармована позацентрово навантажена і розтягнута кладка	1,5	2,0	3,0
Те ж, із декоративним оздобленням для конструкцій із підвищеними архітектурними вимогами	1,2	1,2	-
Неармована позацентрово навантажена з гідроізоляційною штукатуркою у конструкціях, що працюють на гідростатичний тиск рідин	1,2	1,5	-
Те ж, із кислотостійкою штукатуркою або облицюванням замазками на рідкому склі	0,8	1,0	1,0

Таблиця 6.2

Розрахункові опори арматури R_s , МПа, при розрахунку армокам'яних елементів за граничними станами другої групи

Конструкції	Умови роботи	Розрахункові опори арматури, при терміні експлуатації конструкцій, років		
		100	50	25
Поздовжньо армовані згинальні та розтягнуті елементи в умовах агресивного до арматури середовища	Розтяг кладки в горизонтальному напрямку (за перев'язаним перерізом)	42	60	60
	Розтяг кладки у вертикальному напрямку (за неперев'язаним перерізом)	25	35	35

Закінчення таблиці 6.2

Конструкції	Умови роботи	Розрахункові опори арматури, при терміні експлуатації конструкцій, років		
		100	50	25
Поздовжньо армовані елементи за наявності вимог непроникності покриттів кам'яних конструкцій	Гідроізоляційна штукатурка	17	25	35
	Кислотостійка штукатурка на рідкому склі та одношарове покриття із плиток кам'яного литва на кислотостійкій замазці	12	15	15
	Дво- та тришарові покриття із прямокутних плиток кам'яного литва на кислотостійкій замазці: розтяг уздовж довгої сторони плиток	30	35	35
	розтяг уздовж короткої сторони плиток	17	25	25

Коефіцієнт умов роботи γ при розрахунку поздовжньо армованої кладки на позacentровий стиск, згин, осьовий і позacentровий розтяг і головні розтягувальні напруження враховують із коефіцієнтами: $k = 1,25$ при $\mu \geq 0,1\%$; $k = 1$ - при $\mu \geq 0,05\%$. Для проміжних значень μ - за інтерполяцією, яку виконують за формулою: $k = 0,75 + 5\mu$.

Кам'яні конструкції, у яких за умовами експлуатації не може допускатися поява тріщин у штукатурних або інших покриттях, повинні розраховуватися за деформаціями розтягнутих поверхонь. Ці деформації визначають при нормативних навантаженнях, які прикладають після нанесення вказаних покриттів, за формулами (6.9) – (6.12), вони не можуть перевищувати відносних деформацій ϵ_u , наведених у табл. 6.3.

Таблиця 6.3

Значення максимально допустимої
відносної деформації розтягу кладки ϵ_u

Вид і призначення покриття	ϵ_u
Гідроізоляційна цементна штукатурка для конструкцій, які сприймають гідростатичний тиск рідин	$8,0 \cdot 10^{-4}$
Кислотостійка штукатурка на рідкому склі або однашарове покриття із кам'яного литва на кислотостійкій замазці	$0,5 \cdot 10^{-4}$
Дво- та тришарове покриття із прямокутних плиток із кам'яного литва на кислотостійкій замазці:	
- уздовж довгої сторони плиток	$1,0 \cdot 10^{-4}$
- уздовж короткої сторони плиток	$0,8 \cdot 10^{-4}$

Примітка: При поздовжньому армуванні конструкцій, а також при штукатурці неармованих конструкцій по сітці граничні відносні деформації ϵ_u можна збільшувати на 25%.

Розрахунок за деформаціями розтягнутих поверхонь кам'яних конструкцій із неармованої кладки виконують за формулами:

- при осьовому розтягу:

$$N \leq EA \epsilon_u; \quad (6.9)$$

- при згині:

$$M \leq \frac{EI \epsilon_u}{h - y}, \quad (6.10)$$

- при позацентровому стиску:

$$N \leq \frac{EA \epsilon_u}{A(h - y)e_0 / I - 1}, \quad (6.11)$$

- при позацентровому розтягу:

$$N \leq \frac{EA \epsilon_u}{A(h - y)e_0 / I + 1}. \quad (6.12)$$

У цих формулах:

N і M – поздовжня сила і момент від нормативних навантажень, які будуть прикладені після нанесення на поверхню кладки штукатурних або плиткових покриттів;

ϵ_u – гранично допустимі відносні деформації (табл. 6.3);
($h - y$) – відстань від центра ваги перерізу кладки до найвіддаленішої розтягнутої грані покриття;
 I – момент інерції перерізу;
 E – модуль деформації кладки, визначають за формулою (2.5).

При невиконанні умов міцності необхідно збільшити розміри перерізу елемента або підібрати міцніші матеріали.

Контрольні запитання

1. За яких умов необхідно виконувати розрахунки за граничними станами другої групи?
2. При яких навантаженнях конструкції розраховують за граничними станами другої групи?
3. Пояснити необхідність переходу до зведеного перерізу. Як це здійснюють?
4. Які є геометричні характеристики зведеного перерізу та як їх визначити?
5. Як виконують розрахунок за розкриттям тріщин кам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням при осьовому розтягу, згині?
6. Як виконують розрахунок за розкриттям тріщин кам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням при позацентровому стиску?
7. Як виконують розрахунок за розкриттям тріщин кам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням при позацентровому розтягу?
8. Як розраховують елементи, у яких не допускається утворення тріщин?
9. Які максимально допустимі відносні деформації розтягу кладки?

Розділ 7

Розрахунок підсилених кам'яних конструкцій

7.1. Комплексні конструкції

Комплексними називають елементи кам'яної кладки з включенням до них залізобетону, який працює спільно з кладкою. При цьому залізобетон доцільніше розміщувати зовні, що дозволяє контролювати якість ущільнення бетонної суміші та забезпечить ефективну роботу при позацентровому стиску та згині (рис. 7.1, *а*, *б*). В окремих випадках залізобетон передбачають всередині кладки (рис. 7.1, *в*).

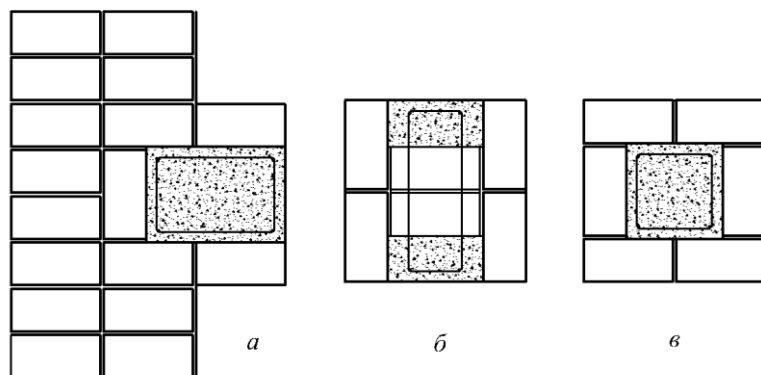


Рис. 7.1. Схеми перерізів комплексних елементів:
а, *б* – зовнішнє розташування залізобетону;
в – внутрішнє розташування залізобетону

Підсилення кам'яних конструкцій залізобетоном застосовують аналогічно кладці з поздовжнім армуванням, коли є потреба значно підвищити несучу здатність дуже навантажених елементів при центральному і позацентровому стиску, що дозволяє зменшити розміри перерізів елементів.

Залізобетонний скелет бетонують паралельно з муруванням кладки ярусами заввишки 1200 мм при внутрішньому розташуванні залізобетонного сердечника, а при

зовнішньому розташуванні – на всю висоту поверху. Поздовжня арматура залізобетону сприймає усі розтягувальні зусилля при згині та позацентровому стиску, а кладка і частково залізобетон - стискувальні зусилля.

Площа перерізу поздовжньої арматури має становити не більше 1,5% площі перерізу бетону.

Арматурні каркаси в бетоні, як правило, в'язані. Діаметр стержнів розтягнутої арматури - не менше 5 мм, стиснутої – не менше 8 мм. Товщина захисного шару бетону для стержнів поздовжньої арматури повинна бути не менше 20 мм при їх діаметрі до 20 мм і 25 мм – при більших діаметрах. Відстань між цими стержнями має бути не меншою за 25 мм і не меншою за діаметр арматури. Хомути ставлять із кроком до 300 мм (4 ряди цегли).

Розрахунок комплексних конструкцій за міцністю виконують аналогічно до розрахунку армокам'яних конструкцій із поздовжнім армуванням з урахуванням арматури і бетону.

Розрахунок комплексних конструкцій за міцністю при центральному стиску виконують за формулою:

$$N \leq \varphi_{cs} (0,85 m_g (R A + R_b A_b) + R_{sc} A'_s), \quad (7.1)$$

де N – розрахункова поздовжня сила;

$0,85$ – коефіцієнт умов роботи цегляної кладки, що враховує неповне використання її опору;

m_g – коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження;

R, A – відповідно розрахунковий опір та площа кладки;

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

R_{sc} – розрахунковий опір поздовжньої арматури;

A'_s – площа перерізу поздовжньої арматури;

φ_{sc} – коефіцієнт поздовжнього згину комплексної конструкції, який приймають при значенні пружної характеристики кладки:

$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{R_{red}}, \quad (7.2)$$

де зведений модуль пружності комплексного елемента $E_{0,red}$ і зведений тимчасовий опір комплексного елемента R_{red} визначають за формулами:

$$E_{0,red} = \frac{E_{0k} I_k + E_b I_b}{I_k + I_b}; \quad (7.3)$$

$$R_{red} = \frac{R_u A + R_{ub} A_b}{A + A_b}, \quad (7.4)$$

де 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 кладки стиску;

R_{ub} – нормативний опір бетону стиску.

При позацентровому стиску розрізняють два випадки:

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

У випадку малих ексцентриситетів розрахунок виконують за формулою:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85 m_g (R S_k + R_b S_b) + R_{sc} S_s]}{e}. \quad (7.5)$$

Якщо сила N прикладена між центрами ваги арматури A_s і A'_s , повинна виконуватись додаткова умова:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85 m_g (R S_{kI} + R_b S_{bI}) + R_{sc} S'_s]}{e'}. \quad (7.6)$$

При одиночному армуванні елемента ($A'_s = 0$) розрахунок виконують за формулою:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} m_g (R S_k + R_b S_b)}{e}. \quad (7.7)$$

У формулах (7.5) – (7.7):

S_0 – статичний момент площі комплексного перерізу

(зведеного до кладки) відносно центра ваги розтягнутої

або менш стиснутої арматури A_s , обчислюють за формулою:

$$S_0 = S_k + (R_b/R)S_b; \quad (7.8)$$

S_c – статичний момент площі стиснутої зони комплексного перерізу відносно центра ваги арматури A_s , обчислюють за формулою:

$$S_c = S_{cs} + (R_b/R)S_{bc}; \quad (7.9)$$

S_{cs}, S_{bc} – статичні моменти площі відповідно стиснутої частини перерізу кладки та бетону відносно центра ваги арматури A_s ;

$S_{кs}, S_b, S_s$ – статичні моменти площі перерізу кладки, бетону та арматури A'_s відносно центра ваги арматури A_s ;

$S_{кl}, S_{bl}, S'_s$ – статичні моменти площі перерізу кладки, бетону та 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 понад 50 мм від граней перерізу, то у формулах (7.6) і (7.7) статичні моменти та ексцентриситети e, e' визначають відносно грані перерізу.

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів комплексних конструкцій із великими ексцентриситетами (із розташуванням бетону зовні кладки) виконують за формулою:

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_{cs} A'_s - R_s A_s]. \quad (7.10)$$

Положення нейтральної осі у цьому випадку визначають із умови:

$$m_g (0,85 R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) \pm R_{cs} A'_s e' - R_s A_s e = 0. \quad (7.11)$$

У формулі (7.11) знак „плюс” приймають, якщо сила N прикладена за межами відстані між центрами ваги арматури A_s і A'_s ; знак „мінус” – якщо сила N прикладена між центрами ваги арматури A_s і A'_s .

При одиночному армуванні розрахунки виконують за формулою:

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85 \omega R A_{cs} + R_b A_{bc}) - R_s A_s], \quad (7.12)$$

а положення нейтральної лінії визначають із умови:

$$m_g (0,85 \omega R S_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) - R_s A_s e = 0. \quad (7.13)$$

У формулах(7.10) – (7.13):

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.

Розрахунок за міцністю згинальних елементів комплексних конструкцій виконують за формулою:

$$M \leq R S_{cs} + R_b S_{bc} + R_s S_s, \quad (7.14)$$

положення нейтральної осі визначають із рівняння:

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R A_{cs} + R_b A_{bc}. \quad (7.15)$$

Висота стиснутої зони комплексного перерізу повинна в усіх випадках задовольняти умовам:

$$S_c < 0,8 S_o, \quad (7.16)$$

$$z \leq h_o - a'. \quad (7.17)$$

В умовах (7.14), (7.16) та (7.17) S_o, S_c, S_{cs}, S_{bc} приймають такими ж, як і при позacentровому стиску, а плече внутрішньої пари сил z приймають таким, що дорівнює відстані від точки прикладання рівнодійної зусиль $R A_{cs}$ і $R_b A_{bc}$ до центра ваги арматури A_s .

При одиночній гнучкій арматурі ($A'_s = 0$) розрахунок за міцністю виконують за формулою:

$$M \leq R S_{cs} + R_b S_{bc}, \quad (7.18)$$

а положення нейтральної осі визначають з рівняння

$$R_s A_s = R A_{cs} + R_b A_{bc}. \quad (7.19)$$

Розрахунок згинальних елементів комплексних конструкцій за дії поперечної сили виконують за формулою:

$$Q \leq R_{tw} b z, \quad (7.20)$$

де R_{tw} – розрахунковий опір кладки головним розтягувальним напруженням (табл. 2.13, 2.14);

b – ширина перерізу;

z – плече внутрішньої пари сил, для прямокутного перерізу

становить $z = h_o - 0,5x$.

7.2. Розрахунок кам'яних конструкцій, підсилених обіймами

Несуча здатність існуючих кам'яних конструкцій (колон, стовпів, простінків) може бути збільшена без руйнування шляхом замкнення конструкції в обійму. У цьому випадку обійма буде перешкоджати поперечному розширенню кладки, що збільшить опір кладки впливу поздовжньої сили.

Найпоширеніші види обійм - металеві, а також у вигляді армованої штукатурки (рис. 7.2), рідше застосовують залізобетонні обійми завтовшки 6...10 см.

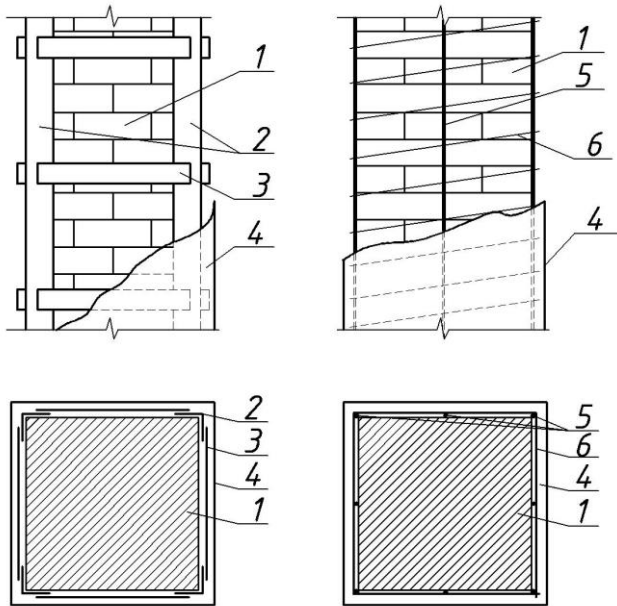


Рис. 7.2. Підсилення кладки обіймами: *a* – металевою; *б* – штукатурно-армованою: 1 – кладка; 2 – кутики; 3 – планки;

4 – штукатурка; 5 – поздовжні стержні; 6 – хомути (спіральна обмотка)

Обойми сприймають частину поздовжньої сили, що діє на конструкцію. Металева обойма (рис. 7.2, а) складається із вертикальних кутиків, які встановлюють у кутах, і планок, що є хомутами. Відстань між хомутами становить не більше 500 мм. Після встановлення обойми вона повинна бути оштукатурена цементним розчином марки 50 - 75 завтовшки 25...30 мм. Обойма у вигляді армованої штукатурки (рис. 7.2, б) складається із вертикальних стержнів діаметром 8...12 мм і спіральної обмотки, що охоплює ці стержні, з кроком 100 – 150 мм, після цього арматурний каркас покривають штукатуркою.

Несучу здатність перерізу визначають залежно від стану кладки на момент підсилення і кількості поперечної і поздовжньої арматури.

Несучу здатність конструкцій, підсилених обоймами, у випадку центрального та позацентрального стиску при ексцентриситетах, які не виходять за межі ядра перерізу, визначають за формулами:

- при металевій обоймі

$$N \leq \psi \varphi m_l \left(\left[R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] A + R_{sc} A'_s \right); \quad (7.21)$$

- при армованій штукатурній обоймі

$$N \leq \psi \varphi m_l \left(R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A, \quad (7.22)$$

де N - зовнішня поздовжня сила;

ψ, η - коефіцієнти, які при центральному стиску приймають такими, що дорівнюють 1, а при позацентральному стиску

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}; \quad \eta = \frac{1 - 4e_0}{h}, \quad (7.23)$$

A - площа поперечного перерізу підсилюваної кладки;

A'_s - площа поперечного перерізу поздовжніх кутиків металевої обойми або поздовжньої арматури;

- R_{sw} - розрахунковий опір поперечної арматури;
 R_{sc} - розрахунковий опір поздовжньої стиснутої арматури;
 φ - коефіцієнт поздовжнього згину, за табл. 4.1 - як для невідсиленої кладки;
 m_l - коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження;
 μ - коефіцієнт непрямого армування горизонтальними хомутами, визначається за формулою:

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} 100\%, \quad (7.24)$$

- де A_s - площа перерізу планки або хомути;
 h, b - розміри сторін підсилюваного елемента;
 s - відстань між хомутами або поперечними в'язями;
 R - розрахунковий опір кладки з урахуванням понижуючих коефіцієнтів.

Якщо рівнодійна стискувальних зусиль у перерізі виходить за межі ядра перерізу, то підсилення кладки обіймами є неефективним.

Контрольні запитання

1. Які конструкції називають комплексними?
2. Як виконують розрахунок комплексних конструкцій на центральний стиск?
3. Як визначити зведений модуль пружності комплексного елемента?
4. Як визначити зведений тимчасовий опір перерізу комплексного елемента?
5. Як виконують розрахунок комплексних конструкцій на позacentровий стиск?
6. Які випадки можливі при роботі комплексної конструкції на позacentровий стиск?
7. Яка умова міцності згинального елемента комплексної конструкції?
8. Які обійми застосовують для підсилення кам'яних конструкцій?

9. Як перевірити несучу здатність конструкцій, підсилених обіймами?
10. Як визначити коефіцієнт непрямого армування кладки, підсиленої обіймами?
11. Як враховують гнучкість при розрахунку несучої здатності кладки, підсиленої обіймами?

Розділ 8

Проектування кам'яних конструкцій будівель

При перевірці міцності та стійкості стін, стовпів, карнизів на час зведення будівель необхідно враховувати, що елементи перекриттів (балки, плити) монтують по ходу мурування і можливе опирання елементів будівлі на свіжу кладку.

Для габаритних елементів конструкцій виконують розрахунки для стадій виготовлення, транспортування і монтажу. Власну вагу елементів збірних конструкцій у розрахунках враховують із коефіцієнтом динамічності, який при транспортуванні становить 1,8, а при монтажі – 1,5 (за наявності достатнього досвіду будівництва допускається зниження коефіцієнта динамічності до 1,25).

Для суцільної кладки з цегли і каменів правильної форми ставлять такі вимоги до перев'язки:

а) для кладки з суцільної цегли завтовшки 65 мм – один тичковий ряд на шість рядів кладки, а з цегли завтовшки 88 мм і порожнистої цегли завтовшки 65 мм – один тичковий ряд на чотири ряди кладки;

б) для кладки з каменів правильної геометричної форми при висоті ряду до 200 мм – один тичковий ряд на три ряди кладки;

в) для кладки з крупних каменів (блоків) довжиною на товщину стіни перев'язку необхідно виконувати у півблока по його ширині в кожному ряду.

Необхідно передбачати захист стін і стовпів від зволоження з боку фундаментів, а також зі сторони тротуарів і відмовки влаштуванням гідроізоляційного шару вище від рівня тротуару або верху мощення. Гідроізоляційний шар влаштовують також нижче від підлоги підвалу. Підвіконня, пояски, парапети та інші виступаючі частини стін, які найбільше піддаються зволоженню від опадів і танучого снігу, повинні мати ухили для відведення вологи, а також захисні покриття із цементного розчину, покрівельної сталі тощо.

8.1. Стіни

Кам'яні стіни залежно від конструктивної схеми будівлі поділяють на:

- несучі, які сприймають, крім навантажень від власної ваги та вітру, також навантаження від покриття, перекриттів, кранів тощо;
- самонесучі, які сприймають навантаження лише від власної ваги стін усіх вищерозташованих поверхів будівлі та вітрове навантаження;
- ненесучі (у тому числі навісні), які сприймають навантаження лише від власної ваги і вітру в межах одного поверху (при висоті до 6 м); при більшій висоті поверху ці стіни вважають самонесучими;
- перегородки – внутрішні стіни, які сприймають навантаження лише від власної ваги та вітру (при відкритих віконних прорізах) у межах одного поверху при висоті його до 6 м; при більшій висоті поверху стіни такого типу умовно вважають самонесучими.

У будівлях із самонесучими або ненесучими зовнішніми стінами навантаження від покриття, перекриттів тощо є прикладеними до елементів каркасу або поперечних конструкцій будівлі.

Масивні стіни виконують одночасно функції несучих і огорожувальних конструкцій, а також можуть бути самонесучими і ненесучими - навісними. Матеріалом для таких стін можуть бути штучні камені правильної форми - цегла, керамічні камені, цегляні та бетонні блоки; природні камені м'яких (туф, черепашник, м'які вапняки) і твердих порід (граніт, пісковики, тверді вапняки тощо).

Товщину зовнішніх стін визначають, виходячи з міцнісних і теплотехнічних характеристик; при проектуванні для стін виконують відповідно два розрахунки (теплотехнічні розрахунки стін наведені у розділі будівельної фізики).

Несуча здатність стін залежить від їх гнучкості, тому при визначенні товщини стіни повинна виконуватися умова:

$$\beta = H/h < [\beta], \quad (8.1)$$

де H - висота поверху;

h - товщина стіни;

$[\beta]$ - граничне значення відношення β (табл. 8.1) залежно від марки розчину та групи кладки (табл. 8.2).

Таблиця 8.1

Граничні значення відношення β

Марка розчину	Група кладки			
	I	II	III	IV
50 і вище	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4	—	5	14	13

Для стін із пілястрами та колон складного перерізу замість h беруть умовну (зведену) товщину $h_{red} = 3,5i$, де $i = \sqrt{I/A}$.

Для колон круглого і багатокутного перерізу, вписаного в коло, $h_{red} = 0,85d$, де d - діаметр поперечного перерізу колони.

Таблиця 8.2

Групи кладок

Вид кладки	Група кладки			
	I	II	III	IV
1	2	3	4	5
Суцільна кладка з цегли або каменів марки 50 і вище	На розчині марки 10 і вище	На розчині марки 4	-	-
Те ж, марок 35 і 25	-	На розчині марки 10 і вище	На розчині марки 4	-
Те ж, марок 10, 15, 7	-	-	На довільно-му розчині	На довільно-му розчині
Те ж, марки 4	-	-	-	На довільно-му розчині

Закінчення таблиці 8.2

1	2	3	4	5
Крупні блоки з цегли або каменів	На розчині марки 25 і вище	-	-	-
Кладка з ґрунтових матеріалів (ґрунтоблоки, цегла-сирець)	-	-	На вапняному розчині	На глиняному розчині
Полегшена кладка з цегли чи бетонних каменів із перев'язкою горизонтальними тичковими рядами або скобами	На розчині марки 50 і вище з заповненням бетоном не нижче класу В2 або вкладками марок 25 і вище	На розчині марки 25 із заповненням бетоном або вкладками марки 15	На розчині марки 10 із заповненням засипкою	-
Полегшена колодязна кладка з цегли або каменів (з перев'язкою вертикальними діафрагмами)	На розчині марки 50 і вище із заповненням теплоізоляційними плитами або засипкою	На розчині марки 25 із заповненням теплоізоляційними плитами або засипкою	-	-
Кладка з постелистого буту	-	На розчині марки 25 і вище	На розчині марки 10 і 4	На глиняному розчині
Кладка з рваного буту	-	На розчині марки 50 і вище	На розчині марок 25 і 10	На розчині марки 4
Бутобетон	На бетоні класу В7,5 і вище	На бетоні класів В5 і В3,5	На бетоні класу В2,5	-

Якщо висота поверху H більша за вільну довжину стіни l , то відношення (l/h) повинне бути не більше $1,2\beta$. В інших випадках β для стін і перегородок вільну довжину стіни беруть із поправним коефіцієнтом k (табл. 8.3).

Таблиця 8.3

Значення поправних коефіцієнтів k до відношення β
для стін і перегородок

Характеристика стін і перегородок	k
Стіни і перегородки, що не несуть навантаження від перекриття або покриття, при товщині, мм	
- 250 і більше	1,2
- 100 і менше	1,8
Стіни з прорізами	$\sqrt{A_n/A_b}$
Перегородки з прорізами	0,9
Стіни і перегородки при вільній їх довжині між поперечними стінами або колонами від $2,5H$ до $3,5H$	0,9
Те ж, при $l > 3,5H$	0,8
Стіни з бутових кладок і бутобетону	0,8

Примітки: 1. При товщині ненесучих стін і перегородок від 100 до 250 мм величину поправного коефіцієнта визначають за інтерполяцією. 2. Значення A_n – площу нетто, A_b – площу бруто визначають за горизонтальним перерізом стіни.

Для стовпів граничне значення беруть із коефіцієнтом k за табл. 8.4. Граничне значення β несучих вузьких простінків, ширина яких менша за товщину, необхідно брати як для колон заввишки висоті прорізів. Загальний поправний коефіцієнт, який визначають множенням окремих поправних коефіцієнтів, беруть не меншим за вказаний у табл. 8.4.

Таблиця 8.4

Значення поправних коефіцієнтів k для стовпів (колон)

Менший розмір поперечного перерізу стовпа, мм	Для стовпів	
	із цегли і каменів правильної форми	із бутової кладки і бутобетону
900 і більше	0,75	0,60
700. . . 890	0,70	0,55
500. . . 690	0,65	0,50
менше 500	0,60	0,45

Для стін і перегородок із поздовжньою арматурою, розташованою в одному напрямку при $\mu = 0,05\%$, відношення β , помножене на коефіцієнт k , може бути збільшене на 20%.

При відстанях між зв'язаними зі стінами поперечними стійкими конструкціями $l \leq k \cdot \beta \cdot h$, відношення H/h не обмежують і товщину h визначають розрахунком за міцністю. При вільній довжині l , яка становить H або більша від H , але не більше $2H$, повинна виконуватися умова $H + l \leq 3k \cdot \beta \cdot h$.

Для стін, перегородок і колон, які не закріплені у верхньому перерізі, відношення необхідно зменшувати на 30%.

Наявність в'язей між окремими елементами будівлі забезпечує необхідну жорсткість будівлі та спільну роботу конструкцій на всі можливі вертикальні та горизонтальні навантаження. Для багатоповерхових житлових і громадських будівель характерна жорстка конструктивна схема.

Кам'яні стіни та стовпи будівель при розрахунку на дію горизонтальних навантажень, центральний і позацентровий стиск необхідно вважати опертими по горизонталі на міжповерхові перекриття, покриття і поперечні стіни. Ці опори поділяють на жорсткі та пружні.

До жорстких опор відносять:

- а) поперечні кам'яні та бетонні стіни завтовшки не менше 120 мм; залізобетонні стіни завтовшки не менше 60 мм; контрфорси; поперечні рами з жорсткими вузлами; ділянки поперечних стін та інші конструкції, розраховані на сприйняття горизонтальних навантажень;
- б) покриття і міжповерхові перекриття при відстані між поперечними жорсткими конструкціями не більшими за l (табл. 8.5);
- в) вітрові пояси, ферми, вітрові в'язі та залізобетонні обв'язки, розраховані за міцністю і деформаціями на дію горизонтального навантаження, що передається від стін.

Пружними опорами є покриття і міжповерхові перекриття у тих випадках, коли відстані між поперечними жорсткими конструкціями перевищують значення, наведені у табл. 8.5, за відсутності вітрових в'язів.

Таблиця 8.5

Максимальні відстані l , м, між поперечними жорсткими конструкціями

Тип покриттів і перекриттів	Група кладки			
	I	II	III	IV
А. Залізобетонні збірні замоноличені та монолітні	54	42	30	-
Б. Зі збірних залізобетонних настилів із залізобетонних або металевих балок з настилом із плит або каменів	42	36	24	-
В. Дерев'яні	30	24	18	12

Примітки: 1. Вказані граничні значення необхідно зменшувати у таких випадках: при швидкісних напорах вітру 0,70; 0,85; 1,00 кПа - відповідно на 15%, 20%, 25%; при висоті будівлі 22 – 32 м - на 10%; 33 – 48 м - на 20%; понад 48 м - на 25%; при ширині будівлі b меншій за подвійну висоту поверху H , – пропорційно до відношення $b/(2H)$. 2. У збірних замоноличених перекриттях типу **A** стики між плитами необхідно підсилювати для передачі через них розтягувальних зусиль – шляхом зварювання випусків арматури, прокладання у швах додаткової арматури із заливанням їх розчином марки не нижче 100 – при плитах із важкого бетону і марки не нижче 50 – при плитах із легкого бетону або іншими способами замоноличування. 3. У перекриттях типу **B** шви між плитами або каменями, а також між елементами заповнення і балками необхідно заповнювати розчином марки не нижче 50. 4. Перекриття типу **B** повинні мати подвійний дерев'яний настил або настил, накат і підшивку.

Стіни та стовпи, не зв'язані з перекриттями, при виконанні розрахунків розглядають як вільно оперті.

При пружних опорах виконують розрахунок рамної системи, стійками якої є стіни та стовпи (залізобетонні, цегляні тощо), а ригелями – перекриття і покриття. При цьому враховують, що стійки жорстко защемлені в опорних перерізах. При статичних розрахунках рам жорсткість стін або стовпів, виконаних із цегляної або кам'яної кладки, допустимо визначати при модулі пружності кладки $E = 0,8E_0$ і моменті інерції перерізу без урахування розкриття швів, а перекриття і покриття приймають як жорсткі ригелі (розпорки), шарнірно зв'язані зі стінами.

Якщо навантаження від покриття або перекриття прикладене рівномірно по довжині стіни, у стояках таврового перерізу шириною полиці є вся ширина простінку або уся ширина глухої стіни між осями прилеглих до пілястри прольотів.

Якщо навантаження від покриття прикладене в окремих ділянках при опиранні ферм, прогонів тощо, при статичному розрахунку ширину полиці тавра в кожен бік від краю пілястри приймають обмеженою: $H/3$, але не більше $6h$ і ширини стіни між прорізами, коли бокове навантаження від стін на покриття передається у ділянках опирання на стіни ферм і балок; $H/3$ в кожен бік від краю розподільчої плити, яка є під опорою ферми або прогону (H – висота стіни від рівня защемлення; h – товщина стіни). Якщо товщина стіни h менша від $0,1$ висоти перерізу пілястри, то переріз вважають прямокутним, без урахування прилеглих ділянок стіни.

Конструкції будівель із жорсткою конструктивною схемою розраховують на вертикальні та горизонтальні (вітрові) навантаження з урахуванням їх можливого сполучення. Стіни багатоповерхових будівель, крім навантаження від власної ваги, розраховують на позацентрово прикладені до них навантаження від перекриттів.

У багатоповерхових будівлях із жорсткою конструктивною схемою стіни розглядають як вертикальні нерозрізні багатопрольотні балки, оперті на нерухомі опори – перекриття

(рис. 8.1, *a*). З метою спрощення розрахунку допускається розглядати стіну розрізану по висоті на однопрольотні балки з розміщенням опорних шарнірів на рівні низу плит або балок перекриттів (рис. 8.1, *б*). Навантаження, що діє на стіну кожного поверху, складається із навантаження від вище розташованих поверхів і навантаження від перекриттів, які опираються на стіну певного поверху.

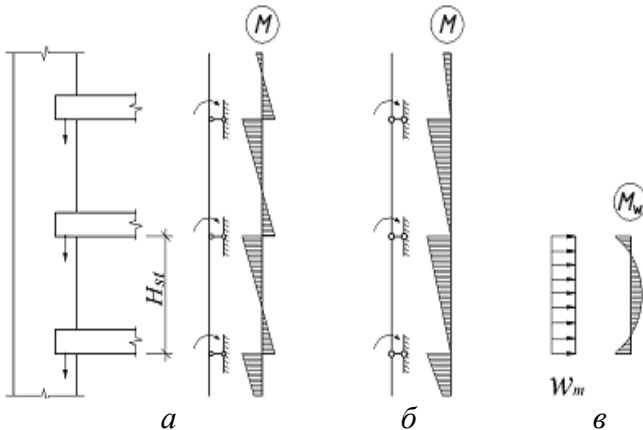


Рис. 8.1. Розрахункові схеми стіни і епюри згинальних моментів від вертикальних позacentрово прикладених і горизонтальних навантажень: *a* – нерозрізна конструкція; *б* – розрізна конструкція, в межах поверху; *в* – від дії вітрового навантаження

8.2. Розрахунок стін будівель із жорсткою конструктивною схемою на вертикальні навантаження

Розрахункова схема стін багатоповерхових будівель із жорсткою конструктивною схемою при вертикальних навантаженнях вважається вертикальною багатопрольотною балкою із нерухомими опорами у рівні перекриттів, які знаходяться на відстані, що дорівнює висоті поверху H . Для спрощення розрахунку нерозрізну балку замінюють однопрольотними балками з шарнірними опорами у рівні опирання перекриття (рис. 8.2).

Розрахункова вісь стіни (балки) співпадає із її геометричною віссю, що проходить через центр ваги поперечних перерізів стіни.

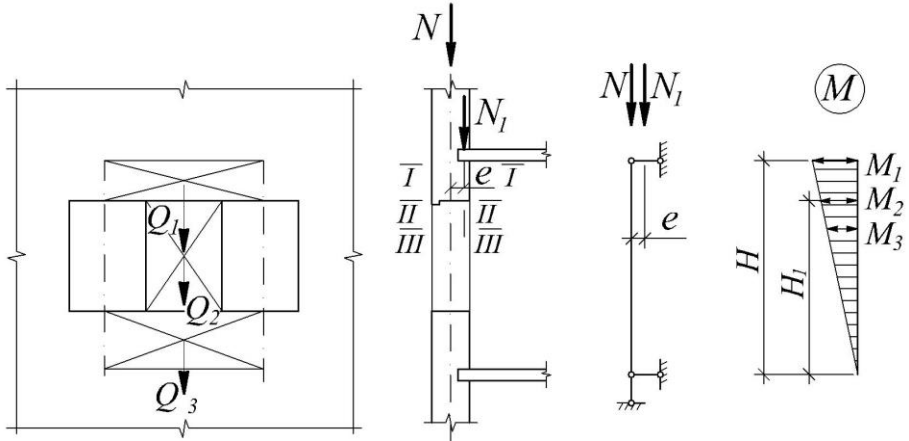


Рис. 8.2. До розрахунку стіни з жорсткою конструктивною схемою на вертикальні навантаження

У межах кожного поверху на стіну діє навантаження N від стіни верхніх поверхів будівлі, навантаження N_1 – від перекриття, розташованого над певним поверхом, і власна вага окремих ділянок стіни Q_1 , Q_2 , Q_3 . Навантаження N прикладене по осі верхнього поверху; а N_1 – у центрі ваги трикутної епюри розподілу тиску під площадкою опирання перекриття, при цьому відстань від внутрішньої грані стіни до точки прикладання рівнодійної N_1 повинна бути більше 70 мм; решта навантажень, які діють у межах даного поверху, вважаються прикладеними з фактичними ексцентриситетами відносно розрахункової осі.

Таким чином, кожен переріз перебуває під дією поздовжньої сили, яка є сумою усіх вертикальних навантажень, розташованих вище, та згинального моменту, який змінюється по висоті стіни за трикутною епюрою (рис. 8.2).

Значення згинального моменту на рівні низу перекриття, розташованого під даним поверхом, визначають за формулою:

$$M_1 = N_1 e_1 \pm N e . \quad (8.2)$$

У формулі знак “+” беруть при зменшенні товщини стіни верхнього поверху за рахунок виступу із зовнішньої сторони (рис. 8.3, в), знак “-” – при зменшенні товщини стіни за рахунок виступу з внутрішньої сторони (рис. 8.3, б). При постійній товщині стіни $e = \theta$ (рис. 8.3, а).

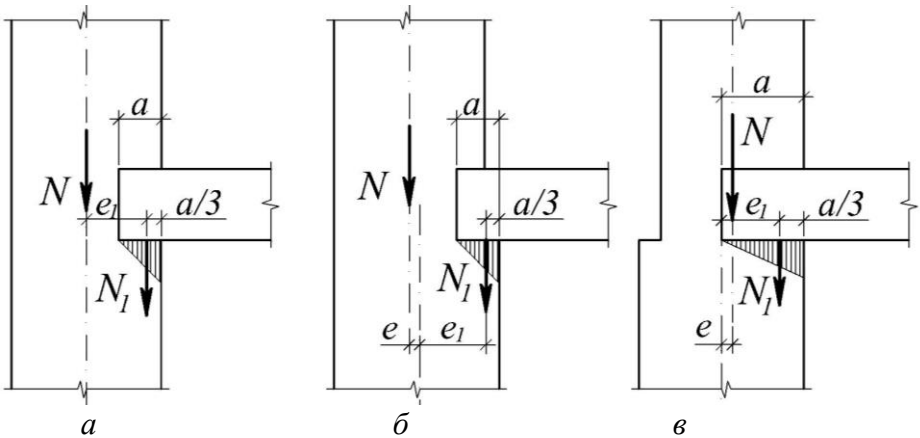


Рис. 8.3. Ексцентриситети (а - в) прикладання вертикальних навантажень

Розрахунок стін і простінків за міцністю виконують на позacentровий стиск, викликаний дією поздовжньої сили N та згинального моменту M .

Вибір розрахункового перерізу залежить від наявності прорізів та їх розмірів. У глухих стінах розрахунковим є переріз I – I на рівні низу перекриття (рис. 8.2) із поздовжньою силою N та максимальним згинальним моментом M_1 . У стінах із прорізами небезпечним є переріз II - II на рівні низу перемички. Поздовжня сила тут становить $N_2 = N + N_1 + Q_1$, а згинальний момент $M_2 = M_1 H_1 / H$. Часто небезпечним є переріз III - III, розташований на відстані 1/3 від низу верхнього перекриття, де

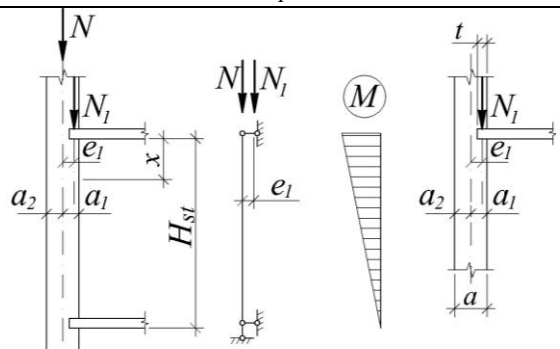
згинальний момент має значну величину $M_3 = 2/3 M_1$, не набагато меншу від максимального значення M_1 , а значення коефіцієнта ϕ (рис. 4.2), що враховує поздовжній згин, досягає мінімуму. Поздовжню силу N_3 у цьому перерізі легко визначити, додавши до сили N_2 власну вагу частини простінка, розташованої між перерізами II - II і III - III.

Отже, знаючи сумарну поздовжню силу $(N + N_1)$ та згинальний момент M , стіну розраховують за міцністю як позацентрово стиснутий елемент. Основні розрахункові формули, необхідні для визначення поздовжніх сил і згинальних моментів у горизонтальних перерізах стін із жорсткою конструктивною схемою, наведені в табл. 8.6.

Розрахунок стін, простінків, колон і стовпів, як правило, полягає у тому, щоб перевірити прийняті попередньо розміри поперечних перерізів і підібрати необхідні марки каменю і розчину.

Таблиця 8.6

Розрахункові формули для визначення нормальних сил і моментів від вертикальних навантажень

Конструкція стіни, розрахункові схеми та епюри моментів	Формули
<div style="text-align: center;">1</div> 	<div style="text-align: center;">2</div> $N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = N_1 e_1 \left(1 - \frac{x}{H_{st}} \right);$ $e_1 = a_1 - \frac{t}{3} \leq 7 \tilde{m}.$

Закінчення таблиці 8.6

1	2
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = (Ne_2 - N_1e_1) \left(1 - \frac{x}{H_{st}} \right);$
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_1 = N_1e_1;$ $M_2 = \frac{N_1}{H_{st}} (e_1h_1 - e_2h_2) - \frac{Ne_2h_2}{H_{st}};$ $M_3 = \frac{N_1h_1}{H_{st}} (e_1 + e_2) + \frac{Ne_2h_2}{H_{st}}.$

Примітка. У таблиці використані позначення: N – сума розрахункових навантажень на стіну, розташованих вище певного поверху; N_1 – розрахункова величина опорного тиску перекриття над певним поверхом; N_2 – розрахункове значення власної ваги ділянки стіни між розрахунковим перерізом і розташованим вище поверхом; M – розрахунковий згинальний момент; N_x і M_x – нормальна сила та згинальний момент у розрахунковому перерізі стіни.

8.3. Розрахунок багатопверхових будівель на дію вітрового навантаження

Тиск вітру, що діє на будівлю, може прикладатись під будь-яким кутом у плані. У поздовжньому напрямку просторова жорсткість будівлі значно більша, ніж у поперечному, тому вплив поздовжньої складової вітрового навантаження не є

небезпечним і при розрахунку враховують лише поперечну складову, яка, залежно від напрямку вітру, змінюється від нуля до максимуму, що є сумою активного і пасивного тисків вітру, визначена згідно з [9]. Розрахунок ведуть за максимальним тиском вітру.

У будівлі вітрове навантаження послідовно сприймають поздовжні стіни, перекриття, які служать опорами для цих стін, і поперечні стіни, які є опорами для перекриттів і вертикальних діафрагм жорсткості.

Розраховують поздовжні і поперечні стіни.

У поздовжніх стінах вітрове навантаження викликає місцевий згин із площини стіни. У багатоповерхових будівлях висота поверхів значно менша від відстані між поперечними стінами, тому поздовжня стіна при розрахунку на вітрове навантаження розглядається як балкова плита, защемлена на рівні перекриття, і розраховується у короткому напрямку (рис. 8.4).

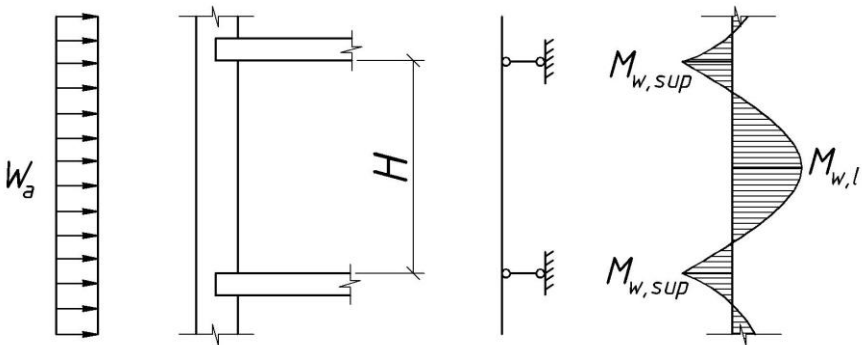


Рис. 8.4. Розрахункова схема стіни при дії місцевого вітрового навантаження

Згинальний момент $M_{w,sup}$ на рівні перекриття при активному тиску вітру додається до згинального моменту M_l від перекриття. Його значення для всіх поверхів, крім верхнього, може бути визначене, якщо припустити жорстке защемлення обох кінців і пружну роботу кладки, за формулою:

$$M_{w,sup} = \frac{w_a H^2}{12}, \quad (8.3)$$

де w_a - активне вітрове навантаження на 1 м висоти стіни;
 H - висота поверху.

Якщо верхня опора верхнього поверху шарнірна, згинальний момент у нижньому защемленні стіни цього поверху визначають із формули:

$$M_{w,sup} = \frac{w_a H^2}{8}. \quad (8.4)$$

Згинальний момент від активного вітрового навантаження у середній частині висоти стіни буде гасити момент від перекриття, тому його при активному тиску вітру враховувати не потрібно.

У цьому перерізі додатковим буде згинальний момент від пасивного вітрового навантаження w_p , він становить

$$M_{w,l} = \frac{w_p H^2}{24}. \quad (8.5)$$

Проте ця величина порівняно незначна. Висота поверхів житлових і громадських будівель невелика, значення $M_{w,l}$ набагато менше за M , тому при розрахунку поздовжніх стін місцеве вітрове навантаження можна не враховувати.

Для розрахунку поперечних стін встановлюють, що рівнодійна вітрового навантаження W розподіляється між окремими стінами залежно від їх розмірів і положення у плані. При проектуванні доцільно поперечні стіни розташовувати симетрично для спрощення розрахунків, оскільки вітрове навантаження розподілятиметься між ними пропорційно до їх жорсткості.

При розрахунку поперечні стіни вважають вертикальними консолями, защемленими в основі, які працюють під впливом тиску вітру на згин. Переріз цих консолей приймають залежно від з'єднання між поперечними та поздовжніми стінами. У кам'яних масивних стінах це спряження забезпечене

перев'язкою швів і є жорстким, тому переріз консолей буде мати форму двотавра або швелера (рис. 8.5), ребром якого є поперечна стіна, а полицями – ділянки поздовжніх стін.

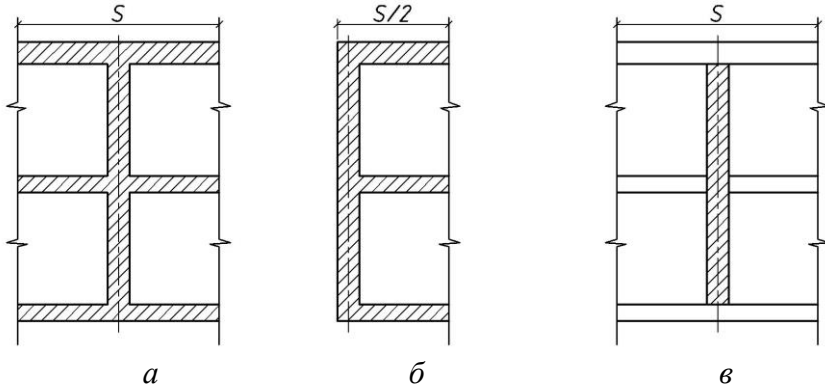


Рис.8.5. Розрахункові перерізи поперечних стін: *a, б* – при спільній роботі з поздовжніми стінами; *в* – за відсутності спільної роботи

Ширина цих ділянок, яку вводять у розрахунок, становить $1/3H_1$ у кожен бік від краю поперечної стіни, але не більше $6h$ і не більше відстані від краю стіни до краю прилеглого простінка (H_1 - висота стіни, h - товщина прилеглої поздовжньої стіни).

При недостатній жорсткості вузла спряження поздовжні стіни до уваги не беруть і переріз консолей вважають прямокутним (рис. 8.5).

При симетричному та рівномірному розташуванні поперечних стін і при однаковій їх жорсткості вітрове розподілене навантаження w_k на 1 м висоти певної k -тої стіни на певному рівні i висоти будівлі дорівнює

$$w_k = w_i l, \tag{8.6}$$

де l - відстань між поперечними стінами;

w_i - інтенсивність вітрового навантаження на рівні i , яка складається з активної w_{ai} і пасивної w_{pi} складових.

У загальному випадку, коли поперечні стіни розташовані на різній відстані одна від одної, які мають різну жорсткість, вітрове розподілене навантаження на k -ту стіну будівлі визначають за формулою:

$$w_k = w_i \left(\frac{v_1 l_1}{\delta_k \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{k-1} + L_k}{2} \right), \quad (8.7)$$

де v_1 і v_2 - коефіцієнти, що залежать від виду перекриття (при монолітному залізобетонному $v_1 = 0,9$; $v_2 = 0,1$; при збірних замоноличених перекриттях $v_1 = 0,65$ і $v_2 = 0,35$ при дерев'яних перекриттях $v_1 = 0,1$ і $v_2 = 0,9$);

L_{k-1} , L_k - відстані між певною k -тою стіною і сусідніми праворуч і ліворуч стінами;

δ_i , δ_k - горизонтальні переміщення стін на рівні $2/3$ висоти стіни відносно планувальної відмітки землі, викликані рівномірно розподіленим по висоті стін навантаженням $w = 1$;

l_1 - довжина будівлі у напрямку, перпендикулярному до тиску вітру;

n - число стін, паралельних до напрямку вітру.

Горизонтальні переміщення стін δ складаються із двох складових:

δ_M - переміщення від згинального моменту (деформація згину);

δ_Q - переміщення від поперечної сили (деформація зсуву).

Другу складову враховують тільки при відношенні висоти стіни до висоти перерізу $H/h \leq 10$.

Переміщення перерізу консолі на рівні $2/3H$ при рівномірно розподіленому навантаженні можна отримати за формулами:

- від згину

$$\delta_M = 0,07 \frac{wH^4}{EI}; \quad (8.8)$$

- від поперечної сили

$$\delta_Q = \frac{4}{9} \frac{k w H^2}{GA}, \quad (8.9)$$

де A - площа перерізу консолі;

I - момент інерції перерізу відносно осі, що проходить через центр його ваги;

E - модуль деформації кладки;

G - модуль зсуву, що становить $0,04 E$;

w - одиничне навантаження ($w = 1$);

k - коефіцієнт, для прямокутного перерізу $k = 1,2$;

для складного перерізу k визначають із формули:

$$k = \frac{A}{I^2} (D_t + D_b), \quad (8.10)$$

тут D_t, D_b - геометричні величини, що характеризують прямокутники, прилеглі безпосередньо до нейтральної осі зверху та знизу (рис. 8.6), їх визначають за формулою:

$$D_i = \frac{1}{b} \left(\frac{2}{15} b^2 h^5 + \frac{2}{3} S b h^3 + S^2 h \right), \quad (8.11)$$

де S - статичний момент відносно нейтральної осі усіх прямокутників, які знаходяться вище над певним прямокутником i , якщо він розташований вище нейтральної осі (тобто при обчисленні D_t) або всіх прямокутників нижче прямокутника i , якщо він розташований нижче цієї осі (тобто при обчисленні D_b).

Якщо поперечна стіна має розташовані один над одним прорізи, то її розглядають як систему вертикальних консолей (смужок між прорізами), пов'язаних між собою перемичками.

При розрахунку перемичок їх розглядають як абсолютно жорсткі ригелі (розпорки), шарнірно зв'язані зі стінами.

У цьому випадку навантаження, яке сприймає кожна i -та ділянка (вертикальна смуга) стіни, визначають за формулою

$$w_j = w_k \frac{I}{\delta_j \sum_{i=1}^r \frac{I}{\delta_i}}, \quad (8.12)$$

де δ_j - прогин розрахункової j -тої ділянки стіни при одиничному розподіленому навантаженні на рівні $2/3H_i$;
 δ_i - те ж, для i -тої ділянки стіни;
 r - кількість вертикальних ділянок, на які стіна поділена прорізами.

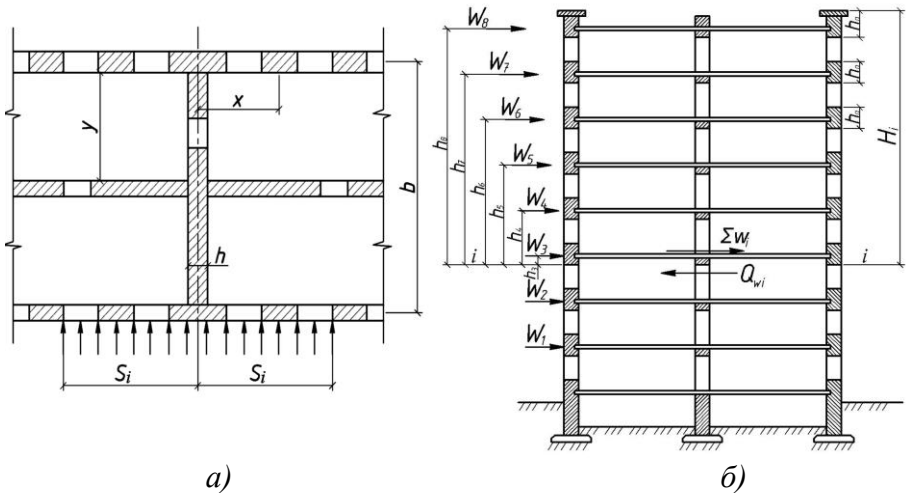


Рис. 8.6. Схема будівлі при розрахунку на вітрове навантаження: a – план; b - розріз

Розрахунковий тиск вітру на поперечну стіну, що передається одним перекриттям на висоті H_i , визначають із формули:

$$W_i = w_k H, \quad (8.13)$$

де H - висота поверху.

Повний розрахунковий тиск вітру ΣW_i , що діє на консоль на рівні горизонтального перерізу $i - i$, дорівнює сумі розрахункових вітрових тисків W_i , які діють вище над певним перерізом. Наприклад, на рівні третього поверху (рис. 8.6)

$$\Sigma W_i = Q_{wi} = W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8. \quad (8.14)$$

В елементах консолі тиск вітру викликатиме такі зусилля і напруження:

1. Згинальний момент у перерізі $i - i$

$$M_{wi} = \Sigma W_i h_i. \quad (8.15)$$

Цей момент розвантажує поздовжню стіну з навітреного боку і довантажує поздовжню стіну з підвітреного боку, викликаючи у ній:

- додаткові вертикальні зусилля

$$N_{wi} = \frac{M_{wi} Ay}{I} \left(I - \frac{x}{S_i} \right); \quad (8.16)$$

- напруження

$$\sigma_{wi} = N_{wi} / A, \quad (8.17)$$

де h_i - відстань від точки прикладання сили W_i до певного перерізу;

I - момент інерції перерізу консолі на рівні $i - i$;

y - відстань від осі поздовжньої стіни (простінка) до нейтральної осі перерізу консолі;

x - відстань від осі простінка до осі поперечної стіни (при глухих поздовжніх стінах $x = 0$);

S_i - розрахункова довжина ділянок поздовжніх стін з кожного боку від осі поперечної стіни, що працюють разом з нею;

A - площа поперечного перерізу цих ділянок стін; при поздовжніх стінах із прорізами - площа поперечного перерізу одного простінка.

Значення S_i приймають:

- для глухої стіни

$$S_i = 0,8 h_i; \quad (8.18)$$

- для стіни з прорізами

$$S_i = 0,7 \sum h_n \sqrt[3]{A_b / A_n}, \quad (8.19)$$

де h_i - відстань від верху поперечної стіни до рівня перерізу;

$\sum h_n$ - сумарна висота горизонтальних поясів кладки між віконними прорізами від верху стіни до певного перерізу, тобто на ділянці h_i ;

A_b - площа перерізу поздовжньої стіни на ділянці S_i ;

A_n - загальна площа перерізу всіх простінків на цій ділянці.

Максимальне значення M_w і N_w знаходиться у горизонтальному перерізі I - I на рівні першого поверху (рис. 8.2). Нормальні напруження у поздовжніх стінах (простінках) σ_{wi} при згині приймають спадаючими за лінійною залежністю (рис. 8.2): від максимуму на осі поперечної стіни до нуля на відстані S_i від цієї осі.

Отримані зусилля N_{wi} або напруження σ_{wi} додають до зусиль від вертикальних навантажень.

Якщо розрахункове зусилля N_{wi} у простінку від вітрового навантаження менше 10% розрахункового зусилля від вертикальних навантажень або якщо нормативні напруження, викликані нормативним вітровим навантаженням, не перевищують 0,1 МПа, вплив вітрового навантаження на кам'яні стіни можна не враховувати.

2. Поперечна сила $Q_{wi} = \sum W_i$ викликає у стіні головні розтягувальні напруження, які визначають за формулою

$$\sigma_{mt} = Q_{wi} \mu / (hl), \quad (8.20)$$

де h - найменша товщина ділянки поперечної стіни за умови, що довжина цієї ділянки більша за 1/4 висоти поверху або 1/4 довжини стіни (за наявності у стіні каналів їх ширина з товщини стіни виключається);

l - довжина поперечної стіни в плані;

μ - коефіцієнт нерівномірності дотичних напружень у перерізі; для двотаврових перерізів $\mu = 1,15$, для

таврових $\mu = 1,35$, а для прямокутних $\mu = 1,5$.

Розрахунок поперечних стін на головні розтягувальні напруження зводиться до перевірки умови:

$$\sigma_{mt} \leq R_{sh} = \sqrt{R_{tw}(R_{tw} + \sigma_0)}, \quad (8.21)$$

де R_{sh} - розрахунковий опір сколюванню кладки, обчисленої поздовжньою розрахунковою силою N , визначеною із коефіцієнтом $n = 0,9$;

R_{tw} - розрахунковий опір кладки головним розтягувальним напруженням;

σ_0 - напруження обтиску кладки поздовжньою силою

$$\sigma_0 = N/A, \quad (8.22)$$

тут A - площа поперечного перерізу стіни.

Внаслідок жорсткого з'єднання поперечних і поздовжніх стін, у розрахунковий переріз вводять ділянки поздовжніх стін, прилеглих до поперечних стін. Достатня жорсткість цих вузлів має забезпечуватися умовою

$$\frac{Q\Delta y H}{I} \leq HR_{sq} h, \quad (8.23)$$

де Q - розрахункова поперечна сила від вітрового навантаження посередині висоти поверху;

y - відстань від осі поздовжньої стіни до осі, що проходить через центр ваги перерізу стін у плані;

A - площа перерізу полиці (ділянки поздовжньої стіни);

I - момент інерції нетто перерізу стін відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу стін у плані;

h - товщина поперечної стіни;

H - висота поверху;

R_{sq} - розрахунковий опір кладки зрізу за перев'язаним перерізом.

Якщо умова (8.23) не забезпечена, то поздовжні стіни в роботі не враховують і переріз поперечної стіни вважається прямокутним.

8.4. Багат шарові стіни

Багат шаровими вважають стіни, оздоблені або викладені з теплотехнічних міркувань із кількох шарів із різною міцністю і теплопровідністю (рис. 1.7 – 1.10).

Для оздоблення найдоцільніше використовувати матеріали з великою водо- та морозостійкістю. Це матеріали з твердих гірських порід, добре випалена цегла і керамічне каміння, бетонні плити, спеціальні лицевальні вироби тощо.

Якщо теплоізоляційний шар виконано з мінераловатних, полімерних або аналогічних їм плит, у вигляді засипок або заповнень легким бетоном із межею міцності при стиску до 1,5 МПа, то в розрахунках за міцністю такий шар не враховують.

Окремі шари багат шарових стін повинні зв'язуватись між собою жорсткими або гнучкими в'язями.

Вважають, що конструкція має жорсткі в'язі у таких випадках:

- якщо при довільному теплоізоляційному шарі відстань між осями вертикальних діафрагм із тичкових рядів цегли або каменів, які з'єднують конструктивні шари, не перевищує **1200 мм** і **10h** (**h** - товщина найтоншого конструктивного шару);
- якщо при теплоізоляційному шарі з монолітного бетону з межею міцності при стиску не менше 0,7 МПа, а також при кладці з каменів марки не нижче 10, відстань по висоті між осями горизонтальних прокладних рядів не перевищує **620 мм** і **5h**.

Гнучкі в'язі влаштовують зі сталевих стержнів або полімерних матеріалів. Сумарна площа перерізу гнучких сталевих в'язей має бути не меншою 40 мм² на 1 м² поверхні стіни. Вони повинні бути корозійно стійкими або захищеними

від корозії. Переріз полімерних в'язей встановлюють із умови рівної міцності сталевим в'язям.

Гнучкі в'язі у багатошарових стінах, із утеплювачем і зовнішнім облицювальним шаром із цегли або каменю, повинні забезпечувати можливість сприйняття силових, температурно-усадочних і просадних деформацій по вертикалі. В'язі повинні бути виконані із закріпленням у несучій стіні та оздоблювальному шарі відгинами.

Облицювальний шар і основна кладка стіни, якщо вони жорстко з'єднані одне з одним взаємною перев'язкою, повинні, як правило, мати близькі деформативні властивості. Рекомендовано також передбачати застосування облицювальної цегли та каменів, які мають таку ж висоту, як ряд основної кладки.

Окремі шари конструкції мають різні характеристики. При жорсткому з'єднанні шарів усі вони мають зводиться до одного матеріалу основного несучого шару, тобто фактична площа перерізу простінка або ділянки стіни замінюється зведеною.

При зведенні площі перерізу стіни до одного матеріалу товщину шарів беруть фактичною, а ширину шарів по довжині стіни визначають, виходячи зі співвідношення розрахункових опорів і коефіцієнтів використання міцності шарів, за формулою:

$$b_{red} = b \frac{m_i R_i}{mR}, \quad (8.24)$$

де b_{red} – зведена ширина шару;

b – фактична ширина шару;

R, m – розрахунковий опір і коефіцієнт використання міцності основного несучого шару, до якого зводять переріз;

R_i, m_i – те ж саме, для довільного шару.

За результатом зведення отримують, як правило, тавровий переріз із полицею зі сторони основного шару.

Коефіцієнти використання міцності шарів для багатшарових стін m , m_i наведені у табл. 8.7, а для стін із облицюванням - у табл. 8.8.

Таблиця 8.7
Коефіцієнти використання міцності шарів багатшарових стін

Несучий шар	Матеріали шару							
	Керамічні камені		Цегла глиняна пластичного пресування		Цегла силікатна		Цегла глиняна напівсухого пресування	
	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i
Камені марок М25 і вище з бетонів на пористих заповнювачах і з поризованих бетонів	0,8	0,1	0,90	1,0	1,0	0,9	1,0	0,85
Камені марок М25 і вище з автоклавних ніздрюватих бетонів	-	-	0,85	1,0	1,0	0,8	1,0	0,80
Камені марок М25 і вище з неавтоклавних ніздрюватих бетонів	-	-	0,70	1,0	0,8	1,0	0,9	1,00

Ексцентриситети усіх зусиль визначають за відношенням до осі, що проходить через центр ваги зведеного перерізу. При цьому їхні значення у двошарових стінах із жорсткими в'язями, якщо зусилля зміщені у бік теплоізоляційного шару, повинні бути не більшими за **0,5 y** , у стінах із оздобленням (облицюванням), якщо зусилля зміщені у бік лицьового шару, їх значення не можуть перевищувати **0,25 y** (y – відстань від центра ваги зведеного перерізу до краю перерізу в бік ексцентриситету).

Розрахунок стін із жорсткими в'язями виконують на центральний стиск за формулою (4.1), а на позацентровий стиск – за формулою (4.3), де A і A_c дорівнюють відповідно площі зведеного перерізу A_{red} або його стиснутої частини $A_{c,red}$; розрахунковий опір R враховують для основного несучого шару, до якого зведено переріз, із коефіцієнтом використання його за міцністю m ; коефіцієнти поздовжнього згину φ і φ_l , коефіцієнт m_g теж визначають для основного шару.

Таблиця 8.8

Коефіцієнти використання міцності шарів
у стінах із облицюванням

Матеріал облицювального шару	Матеріал стіни							
	Керамічні камені		Цегла глиняна пластичного пресування		Цегла силікатна		Цегла глиняна напівсухого пресування	
	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i
Лицьова цегла пластичного пресування висотою 65 мм	0,8	1,0	1,0	0,9	1,0	0,6	1,0	0,65
Лицьове керамічне каміння зі щільними порожнинами висотою 140 мм	1,0	0,9	1,0	0,8	0,85	0,6	1,0	0,5
Великогабаритні плити з силікатного бетону	0,6	0,8	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9	0,6
Силікатна цегла	0,6	0,85	0,6	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8
Силікатні камені висотою 138 мм	0,9	1,0	0,8	1,0	1,0	0,8	1,0	0,7
Великогабаритні плити з важкого цементного бетону	1,0	0,9	1,0	0,9	1,0	0,75	1,0	0,65

При розрахунку стін із облицюванням і при ексцентриситеті, направленому у бік основного шару внутрішньої грані стіни, тобто при

$$0,1y \leq l_0 \geq y \frac{1-m}{1+m}, \quad (8.25)$$

коефіцієнти m , m_i не враховують.

При розрахунку багат шарових стін із гнучкими в'язями (без тичкової перев'язки) кожен шар розглядають окремо. Вертикальні навантаження від перекриттів і покриття передаються на внутрішній основний шар. Навантаження від власної ваги утеплювача розподіляють на несучі шари пропорційно до площі їх перерізу. Коефіцієнти φ , φ_1 , m_g визначають для умовної товщини, що дорівнює сумі товщин двох конструктивних шарів, помножених на коефіцієнт 0,7.

При різних матеріалах шарів вводять зведену пружну характеристику кладки:

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2}{h_1 + h_2}, \quad (8.26)$$

де α_1 і α_2 - пружні характеристики кладки окремих шарів;
 h_1 і h_2 - їх товщини.

8.5. Стіни підвалів

Фундаменти, стіни підвалів, цоколі проектують переважно збірними з бетонних блоків, а також із бетонного каміння, природних каменів правильної форми, монолітного бетону, бутобетону.

Фундаменти стін підвалів закладають на глибині не менше 500 мм нижче рівня підлоги підвального приміщення.

Матеріал стін підвалу та першого поверху, як правило, неоднаковий, тому товщина стіни першого поверху часто буває більшою за товщину стіни підвалу. Ця різниця не повинна перевищувати 200 мм. Ділянку стіни першого поверху, яка розташовується безпосередньо над зрізом, необхідно армувати сітками, вкладеними не менш як у трьох швах. Крім того, при розрахунку стіни підвалу слід враховувати випадковий ексцентриситет $e_a = 40$ мм, спрямований у несприятливий бік.

Зовнішні стіни підвалів перебувають під впливом навантаження від вищерозташованої частини стіни, прикладеного центрально або позацентрово; позацентрово прикладеного навантаження від перекриття підвального поверху, бокового тиску ґрунту і навантаження, яке знаходиться на поверхні землі (рис. 8.7) (за відсутності спеціальних вимог нормативне навантаження становить 10 кПа).

При розрахунку стіну розглядають як балку з двома нерухомими шарнірними опорами, розташованими на рівні низу підвального перекриття і низу бетонної підлоги підвалу. За відсутності такої підлоги розрахункова висота (довжина) стіни підвалу H дорівнює відстані від нижньої поверхні перекриття до зрізу фундаменту.

Тимчасове навантаження P на поверхні землі замінюють додатковим еквівалентним шаром ґрунту, висота якого

$$h_{red} = P/\gamma, \tag{8.27}$$

де γ - щільність ґрунту.

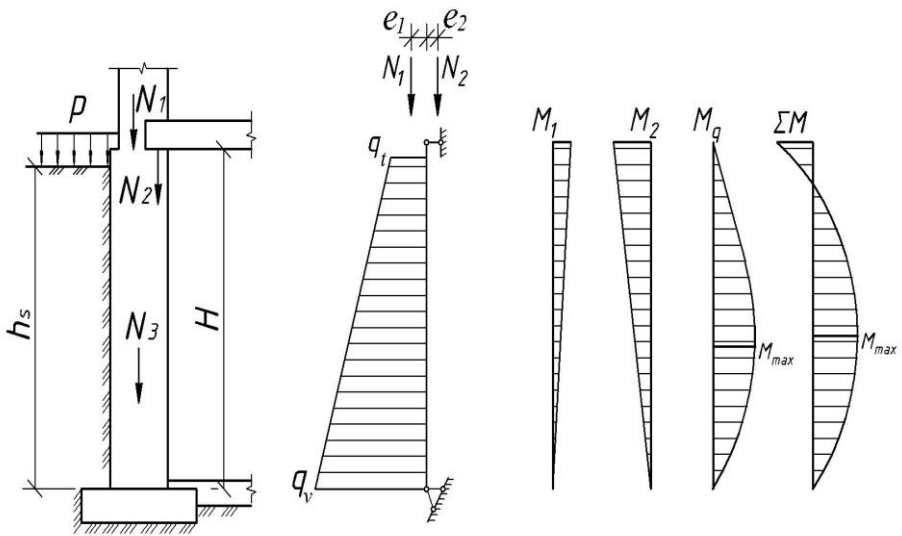


Рис. 8.7. Розрахункова схема стіни підвалу

Епюра бокового тиску ґрунту на стіну підвалу є трапецією з ординатами:

- зверху

$$q_t = \gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot h_{red} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2); \quad (8.28)$$

- знизу

$$q_v = \gamma_{f2} \gamma \left(\frac{\gamma_{f1}}{\gamma_{f2}} h_{red} + h_s \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2), \quad (8.29)$$

де γ_{f1} - коефіцієнт надійності за навантаженням для навантаження на поверхні землі;

γ_{f2} - те саме, для тиску ґрунту за [9];

h_s - висота епюри тиску ґрунту;

φ - розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту.

Наведені формули отримані при одиничній довжині ділянки стіни підвалу. При більшій довжині (наприклад, при відстані між осями віконних прорізів) її враховують, домножуючи праву частину формул (8.28) і (8.29) на цю довжину.

Згинальний момент у довільному перерізі стіни підвалу від бокового тиску ґрунту визначають за рівнянням:

$$M_x = \frac{1}{6} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_s^2}{H} (2q_t + q_v) x - \\ - \left[3q_t + (q_v - q_t) \frac{x - H + h_s}{h_s} \right] (x - H + h_s)^2 \end{array} \right\}. \quad (8.30)$$

Для визначення відстані x до перерізу, де буде виникати максимальний згинальний момент M_{max} , необхідно першу похідну рівняння (8.30) прирівняти до нуля і розв'язати відносно x . Підставивши цю величину в рівняння (8.30), отримують M_{max} .

Якщо боковий тиск ґрунту прикладено по всій висоті стіни підвалу, то наближене максимальне значення згинального моменту буде на відстані $x = 0,6H$ і становитиме

$$M_{max} = (0,056q_t + 0,064q_v) H^2 . \quad (8.31)$$

Згинальний момент, викликаний позацентрово прикладеним навантаженням від перекриття над підвалом, має найбільше значення $M = N_2 e_2$ безпосередньо над перекриттям і зменшується за трикутною епюрою до 0.

Якщо товщина стіни першого поверху не більша за товщину стіни підвалу і їхні осі співпадають, то навантаження від усіх верхніх поверхів прикладається центрально. При зміщенні осей або при різній товщині стін враховують розрахунковий або випадковий ексцентриситет. Характер епюри моментів у цьому випадку такий самий, як від перекриття над підвалом.

Розрахунком на позацентровий тиск перевіряють перерізи стіни, в яких сумарні моменти або поздовжня сила мають максимальні значення. Переріз під перекриттям і над фундаментом перевіряють ще й на зминання.

8.6. Анкерування стін і стовпів

Для збільшення стійкості кам'яних конструкцій їх анкерують до інших елементів будівель. Кам'яні стіни та стовпи повинні бути прикріплені до перекриттів і покриттів анкерами, переріз яких не менше 50 мм^2 . Відстань між анкерами балок, прогонів, ферм, а також перекриттів і збірних настилів або панелей, які опираються на стіни, має бути не більшою за 6 м. При збільшенні відстані між фермами до 12 м передбачають додаткові анкери, що з'єднують стіни з покриттям. Кінці балок, опертих на прогони, внутрішні стіни або стовпи, закріплюють анкерами і при двосторонньому опиранні з'єднують між собою.

Самонесучі стіни в каркасних будівлях повинні бути з'єднані з колонами гнучкими в'язями, які дають змогу

незалежним вертикальним деформаціям стін і колон. В'язі, встановлені по висоті колон, повинні забезпечувати стійкість стін, а також передачу діючого вітрового навантаження на колони каркасу.

Анкери закладають у горизонтальні шви кладки або спеціальні борозни, передбачені в крупних блоках, і у шви між плитами збірних перекриттів і покриттів, ретельно зашпаровуючи їх цементним розчином. При анкеруванні прогонів, ферм, підкранових балок анкери замоноличують у залізобетонних розподільчих подушках.

Розрахунок анкерів виконують у випадках, коли відстань між ними понад 3 м; при несиметричній зміні товщини стовпа або стіни; для простінків при загальній величині нормальної сили $N > 1000 \text{ кН}$.

Розрахункове зусилля в анкері визначають за формулою:

$$N_s = \frac{M}{H} + 0,01N, \quad (8.32)$$

де M – згинальний момент від розрахункового навантаження у рівні перекриття або покриття у місцях опирання їх на стіну на ширині, що дорівнює відстані між анкерами;

H – висота поверху;

N – розрахункова нормальна сила у рівні розташування анкера на ширині, що дорівнює відстані між анкерами.

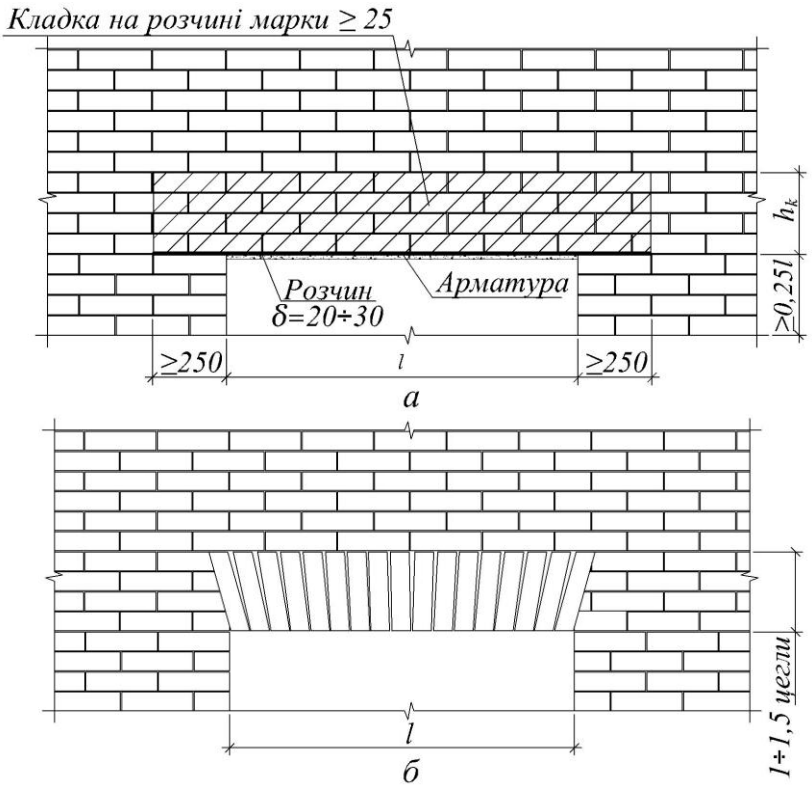
Якщо товщина стін або перегородок призначена з урахуванням опирання по контуру, необхідно передбачати їх кріплення до примикаючих бокових конструкцій і до верхнього перекриття.

8.7. Розрахунок перемичок

Основним видом перемичок у кам'яних стінах є збірні залізобетонні перемички. У віброцегляних панелях прорізи перекивають армоцегляними перемичками.

На рис. 8.8 наведені неармовані кам'яні перемички, які дуже часто зустрічаються у зведених раніше будівлях (їх можна

застосовувати і тепер). Рядові перемички (рис. 8.8, а) викладають із горизонтальних рядів цегли (каменю), клинчасті (рис. 8.8, б) та аркові (рис. 8.8, в) – з цегли на ребро. Рядові перемички прості у виконанні; клинчасті дозволяють обійтися при їх муруванні розчинами низьких марок, навіть при зведенні у зимових умовах; аркові застосовують, в основному, як елементи оформлення фасадів.



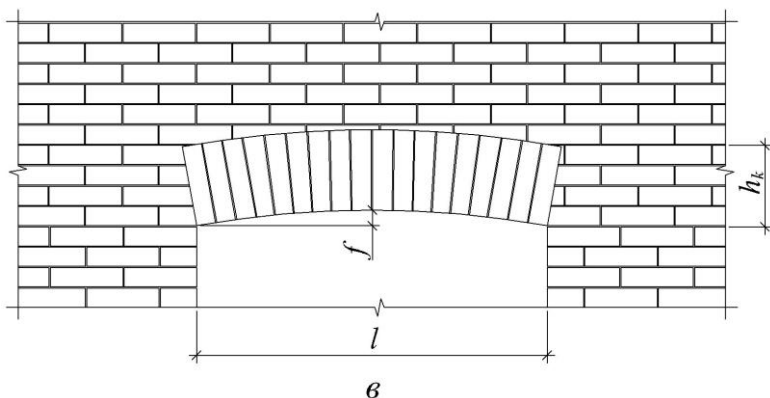


Рис. 8.8. Типи кам'яних перемичок:

a – рядові; *б* – клинчасті; *в* – аркові (лучкові)

Граничні прольоти неармованих перемичок залежать від марки каменю і розчину і, як правило, не перевищують 2,0 м для рядових і клинчастих перемичок і 4,0 м – для аркових (лучкових) (табл. 8.9).

Таблиця 8.9

Граничні прольоти перемичок, м

Марка розчину	Рядові перемички	Клинчасті перемички	Аркові (лучкові) перемички з підйомом	
			1/8...1/12 прольоту	1/5...1/6 прольоту
50 – 100	2,00	2,00	3,50	4,00
25	1,75	1,75	2,50	3,00
10	-	1,50	2,00	2,50
4	-	1,25	1,75	2,25

Примітки: 1. У таблиці наведені граничні прольоти перемичок із каменів (цегли) марок ≥ 75 ; при марках каменів 35 – 50 граничні прольоти зменшують на 20%, а при марках 15 – 25 – на 30%.
2. Аркові перемички з прольотами, більшими від вказаних у таблиці, проектують як арки.

Марка розчину в рядових перемичках має бути не нижчою 25. Перед кладкою рядової перемички на опалубку наносять шар

розчину завтовшки 20 – 30 мм, у нього вкладають арматурні стержні перерізом 20 мм² на кожні 130 мм товщини стіни. Загальна кількість стержнів – не менше трьох. Арматуру заводять за краї прорізу не менше як на 250 мм (гладку арматуру діаметром не менше 6 мм на кінцях загинають у гаки). Арматуру встановлюють для запобігання випадання каменів із нижнього ряду, у розрахунку її не враховують.

Ділянки стін між рядовими цегляними перемичками або у простінках шириною до 1 м необхідно викладати на тому ж розчині, що й перемички.

Конструктивною висотою h_k рядової перемички є висота поясу кладки на розчині підвищеної марки (≥ 25) (рис. 8.8, а). Для клинчастих і аркових перемичок конструктивною висотою h_k є висота кладки на ребро (рис. 8.8, б, в). Найменша конструктивна висота неармованих кам'яних перемичок наведена у табл. 8.10.

Таблиця 8.10

Найменша конструктивна висота перемичок
(у частках прольоту)

Марка розчину	Рядових		Клинчастих	Аркових
	із цегли	із каменю		
25 і вище	0,25	0,33	0,12	0,06
10	-	-	0,16	0,08
4	-	-	0,20	0,10

Примітка. Конструктивна висота рядових перемичок повинна бути не менше 4 рядів цегли, а перемичок із каменю – не менше 3 рядів каменю.

Неармовані кам'яні перемички не використовують за умов:

- коли прольоти перевищують граничні за табл. 8.9;
- наявне потрапляння балок, панелей і плит перекриття у межі необхідної конструктивної висоти перемичок h_k ;
- у будівлі є вібраційні впливи;
- ґрунт основи - неоднорідний, внаслідок чого можливе нерівномірне просідання стін.

Аркові перемички, а також рядові та клинчасті за статичною схемою є розпірними конструкціями. Розпори суміжних перемичок, розташованих в одному рівні, взаємно гасяться, тому в проміжних перемичках конструкції для сприйняття розпору не потрібні.

Розпір перемичок крайніх віконних прорізів передається на кутові простінки, викликаючи їх згин і зріз. Якщо кутові простінки не можуть сприймати цього зусилля, то крайні перемички виконують армованими сталевими стяглями. У цьому випадку арматурні стержні стягля заводять за краї прорізу не менше як на 500 мм, а за малої ширини кутових простінків кінці стержнів анкерують за допомогою шайб, приварених оцупків тощо.

За розрахункову висоту перемички c приймають її висоту від низу (рівня п'яти) до рівня опирання на неї балок, плит перекриття. За відсутності навантаження від перекриття $c = l/3$, де l – проліт перемички. Якщо для рядових перемичок такі значення c перевищують конструктивну висоту h_k , то для них приймають $c = h_k$ (в аркових перемичках у розрахункову висоту включають і висоту підйому перемички).

Перемички у стінах, зведених влітку, розраховують на навантаження від прямокутника стіни над прорізом висотою $l/3$ і на навантаження від перекриттів (опорні реакції балок, плит тощо), які потрапляють у прямокутник стіни над прорізом висотою до l . Перемички стін, зведених взимку, розраховують для стадії відтавання на навантаження від прямокутника стіни висотою l і на навантаження від перекриттів, які потрапляють у прямокутник стіни висотою l . Навантаження від кладки і перекриттів, які не потрапляють у вказані прямокутники, у розрахунках кам'яних перемичок не враховують.

Величину розрахункового розпору H рядових, клинчастих і аркових перемичок визначають за формулами:

- у перемичках без стяглів

$$H = \frac{M}{c - 2d}; \quad (8.33)$$

- у перемичках зі стяглями

$$H = \frac{M}{h_0 - d}, \quad (8.34)$$

де M – максимальний розрахунковий згинальний момент у перемичці, визначений як для вільно опертої балки, від власної ваги перемички і від тиску кінців балок, прогонів, настилу, опертих на перемичку;

c – розрахункова висота перемички;

h_0 – відстань від верху розрахункової частини перемички до осі стягтя;

d – відстань від верху розрахункової частини перемички до центра тиску в замку і від низу перемички до центра тиску

в п'ятах (вибирають за табл. 8.11).

Таблиця 8.11

Величина d у частках від розрахункової висоти перемички c

Марка розчину	Марка цегли та каменю 75 і вище	Марка каменю 50 і нижче
100	0,10	-
75	0,11	-
50	0,12	0,15
25	0,15	0,20
10	0,20	0,25
4	0,25	0,30

Міцність кладки перемичок у замку і на опорах перевіряють на позацентровий стиск на дію розпору H , що виникає у перемичці, який вважають позацентрово прикладеною силою у горизонтальному напрямку з ексцентриситетом

$$e_0 = \tilde{n} / 2 - d. \quad (8.35)$$

При цьому розтягнуту зону перемички за розкриттям тріщин не розраховують.

Якщо у крайніх перемичках біля кутів будинку не влаштовано сталевих стяглів, то необхідно додатково перевірити міцність у п'ятах перемички на зріз і кутові простінки на позацентровий стиск у площині стіни від дії

розпору H і вертикальної поздовжньої сили. Значення ексцентриситету рівнодійної на рівні підвіконня не повинно перевищувати $e_0 = 0,7y$.

Якщо міцність п'яти на зріз або кутового простінка на позацентровий стиск недостатня, то для сприйняття розпору в перемичках укладають сталеві стяглі. Площу перерізу стягля A_s визначають із умови:

$$H \leq R_s A_s. \quad (8.36)$$

Залізобетонні перемички розраховують на навантаження від перекриттів і на тиск від свіжовкладеної, незатверділої кладки, еквівалентний вазі поясу кладки висотою, що дорівнює $1/3$ прольоту для кладки в літніх умовах і цілому прольоту для кладки в зимових умовах (у стадії відтавання). Допускається за наявності відповідних конструктивних заходів (виступи у збірних перемичках, випуски арматури тощо) враховувати спільну роботу кладки з перемичкою. Навантаження на перемички від балок і настилів перекриттів не враховують, якщо вони розташовані вище від квадрата кладки зі стороною, яка дорівнює прольоту перемички, а при відтаванні кладки, виконаної способом заморожування, – вище прямокутника кладки з висотою, яка дорівнює подвоєному прольоту перемички у просвіті. При відтаванні кладки перемички можна підсилювати встановленням тимчасових стояків на клинах на період відтавання і початкового твердіння кладки.

У вертикальних швах між брусковими перемичками, у випадках, коли не забезпечений необхідний опір теплопередачі, передбачають укладання утеплювача.

При застосуванні залізобетонних перемичок, крім розрахунку їх як згинальних елементів на навантаження, описані вище, необхідно перевірити міцність кладки при зминанні під опорами перемички. При розрахунку кладки на зминання в опорних перерізах перемичку необхідно розрахувати як балку, защемлену на опорах, при цьому має виконуватися умова:

$$M/a < N, \quad (8.37)$$

де M – згинальний момент у перемичці на ділянці замурування;

N – зусилля защемлення опори перемички, що діє по контакту з кладкою над опорою перемички, від ваги кладки та інших вертикальних навантажень;

a – глибина замурування перемички в кладку.

При визначенні зусилля N допускається включати вагу кладки і навантаження від перекриття за межами опори перемички, обмежену кутом 40° від вертикалі. Ексцентриситет прикладання навантаження відносно середини защемлення визначають за формулою:

$$e_o = M/Q, \quad (8.38)$$

де Q – опорна реакція перемички.

Якщо умова (8.38) не дотримана, то перемичку розраховують як вільно оперту балку і розрахунок кладки на зминання під її опорами виконують як у п. 4.3.

8.8. Деформаційні шви

Температурно-усадочні шви у стінах кам'яних будівель необхідно влаштовувати у місцях можливої концентрації температурних і усадочних деформацій, які можуть викликати недопустимі за умовами експлуатації розриви кладки, тріщини, перекоси і зсуви кладки по швах (по кінцях довгих армованих і сталевих включень, а також у місцях значного послаблення стін отворами і прорізами). Відстані між температурно-усадочними швами встановлюють розрахунком.

Максимальні віддалі між температурно-усадочними швами, які допускається приймати для неармованих зовнішніх стін без розрахунку:

а) для надземних кам'яних і крупноблочних стін опалюваних будівель при довжині армованих бетонних і сталевих включень (перемички, балки тощо) не більше 3,5 м і ширині простінків не менше 0,8 м – за табл. 8.12; при довжині включень понад 3,5 м ділянки кладки на кінцях включень потрібно перевіряти розрахунком за міцністю і за розкриттям тріщин;

б) те ж, для стін із бутобетону – за табл. 8.12 як для кладки з бетонних каменів на розчинах марки 50 із коефіцієнтом 0,5;

в) те ж, для багатошарових стін – за табл. 8.12 для матеріалу основного конструктивного шару стін;

г) для стін неопалюваних кам'яних будівель і споруд для умов за п. а – за табл. 8.12 із домноженням на коефіцієнти: для закритих будівель та споруд – 0,7; для відкритих споруд – 0,6;

д) для кам'яних і крупноблочних стін підземних споруд і фундаментів будівель, розміщених у зоні сезонного промерзання ґрунту, – за табл. 8.12 зі збільшенням удвічі; для стін, розміщених нижче межі сезонного промерзання ґрунту – без обмеження довжини.

Таблиця 8.12

Середня температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки	Відстань між температурними швами, м, при кладці			
	із глиняної цегли, керамічних і природних каменів, крупних блоків із бетону або глиняної цегли		із силікатної цегли, бетонних каменів, крупних блоків із силікатного бетону і силікатної цегли	
	на розчинах марок			
	50 і вище	25 і вище	50 і вище	25 і вище
Мінус 40°С і нижче	50	60	35	40
Мінус 30°С і нижче	70	90	50	60
Мінус 20°С і вище	100	120	70	80

Примітка. Для проміжних значень розрахункових температур відстані між температурними швами можна визначати за інтерполяцією.

Деформаційні шви у стінах, зв'язаних із залізобетонними або металевими конструкціями, повинні співпадати зі швами у цих конструкціях. За необхідності залежно від конструктивної схеми будівель у кладці стін необхідно передбачати додаткові температурні шви без розрізки швами у цих місцях залізобетонних або металевих конструкцій.

Осадочні шви у стінах мають бути передбачені у всіх випадках, коли можливе нерівномірне просідання основи будівлі або споруди.

Деформаційні і осадочні шви проектують зі шпунтом або чвертю, заповненими пружними прокладками, які виключатимуть продування швів.

8.9. Особливості проектування конструкцій, що споруджують взимку

Спосіб зведення кам'яної кладки, який застосовують у зимовий час за від'ємних температур, повинен бути обґрунтованим попереднім техніко-економічним розрахунком із метою забезпечення оптимальних показників вартості, трудомісткості, витрат матеріалів, палива, електроенергії тощо. Прийнятий спосіб зимової кладки повинен гарантувати міцність і стійкість конструкцій як у період їх зведення, так і при наступній експлуатації.

Зведення зимової кладки з цегли, каменів правильної форми і крупних блоків належить виконувати одним зі способів:

а) на розчинах не нижче марки 50 із протиморозними хімічними домішками (поташ, нітрит натрію, змішані домішки, комплексні домішки НКМ), які не викликають корозії кладки і які тверднуть 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 у 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) із каменів правильної форми, які вкладаються у „розпір” зі стінками траншеї на розчині марки не нижче 25;

в) способом заморожування на звичайних розчинах не нижче марки 50 без хімічних домішок із обігріванням конструкцій, що зводяться, протягом часу, за якого кладка

досягає несучої здатності, необхідної для навантаження вище розташованими конструкціями будівель.

Розрахункові опори стиску кладки, виконаної на розчинах із протиморозними домішками, приймають такими, що дорівнюють розрахунковим опорам літньої кладки (табл. 2.2 – 2.9), якщо кам'яну кладку виконуватимуть при середньодобовій температурі зовнішнього повітря до мінус 15°C, і з понижуючим коефіцієнтом 0,9, якщо кладку виконуватимуть при середньодобовій температурі нижче мінус 15°C.

Розрахункові опори стиску кладки, виконаної способом заморожування і способом заморожування з обігріванням зведених конструкцій, на розчинах без протиморозних домішок у завершеній будівлі після відтавання і твердіння розчину при додатніх температурах, приймають за табл. 2.2 – 2.9 із понижуючими коефіцієнтами; для цегляної і кам'яної кладки при середньодобовій температурі зовнішнього повітря, при якій виконувалася кладка, до мінус 15°C – 0,9 і до мінус 30°C – 0,8; для кладки з крупних блоків розрахункові опори не знижують.

Кам'яні будівлі висотою до 4 поверхів за відповідного розрахункового обґрунтування можна зводити методом заморожування на звичайних (без протиморозних домішок) розчинах марки не нижче 10 за умови забезпечення достатньої несучої здатності конструкцій у 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 домішок необхідно виконувати на розчинах марки не нижче 50.

Вибір протиморозних домішок повинен враховувати вид конструкцій і умови їхньої подальшої експлуатації. Орієнтовна величина незворотної (що зберігається після відтавання) міцності розчину з окремими протиморозними домішками залежно від часу їхнього твердіння на морозі наведена в табл. 8.13.

Проектна міцність (марка) розчинів із протиморозними домішками, які тверднуть при температурі, не нижчій за вказану в табл. 8.13, досягається після відтавання і твердіння при температурі не нижче $20 \pm 5^\circ \text{C}$ і природної вологості повітря протягом 28 діб.

Міцність кам'яних конструкцій, що зводяться у зимовий час, повинна бути перевірена розрахунками. Основний розрахунок виконують для закінченої будівлі після відтавання кладки у віці 28 діб. Крім цього, додатково перевіряють несучу здатність конструкцій у стадії відтавання.

Таблиця 8.13

Орієнтовна міцність розчину після відтавання

Проти-морозні домішки	Середня добова температура повітря, $^\circ\text{C}$	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
	від -3 до -5	4 – 5	10	40	55
	від -6 до -15	8 - 10	5	30	40
Поташ (П)	до -5	5	25	60	80
	від -6 до -15	10	20	50	65
	від -16 до -30	12	10	35	50
Нітрит натрію + поташ (НН+П)	від 0 до -2	1,5 + 1,5	25	60	80
	від -3 до -5	2,5 + 2,5	20	55	75
	від -6 до -15	5 + 5	15	40	60
	від -19 до -30	6 + 6	5	35	45
Комплексна домішка (КНМ)	від 0 до -2	2 – 3	15	50	70
	від -3 до -5	4 – 5	10	30	50
	від -6 до -20	8 - 10	3	20	30

Розрахункову міцність кладки у цьому випадку приймають:

- 0,2 МПа (2 кгс/см^2) - при розчині на портландцементі і товщині стін і стовпів 380 мм і більше;
- 0 - при використанні шлакопортландцементу, пуцоланового портландцементу або товщині стін і стовпів менше 380 мм.

Марки розчинів із протиморозними домішками призначають:

- рівними проектним (літнім) маркам розчинів, якщо кам'яна кладка буде виконуватися при середньодобовій температурі не нижче мінус 20°C;
- на одну марку вище проектних, якщо кам'яна кладка буде зведена при середньодобовій температурі нижче мінус 20°C.

У робочих кресленнях будівель підвищеної поверховості (9 поверхів і вище), споруджуваних взимку на розчинах із протиморозними хімічними домішками, необхідно вказувати проміжні міцності розчину на поверххах для різних стадій готовності будівлі.

Зведення кладки на звичайних розчинах способом заморозування не допускається для конструкцій:

- а) із бутобетону і рваного буту;
- б) кладок із впливом вібрації або значними динамічними навантаженнями (у стадії відтавання);
- в) кладок із впливом поперечних навантажень, величина яких перевищує 10% від поздовжніх (у стадії відтавання);
- г) з ексцентриситетами у стадії відтавання, які перевищують $0,25y$ для конструкцій, що не мають верхньої опори, і $0,7y$ - за наявності верхньої опори;
- д) із відношенням висоти стін (стовпів) до їх товщин, що перевищують у стадії відтавання значення β , встановлені для кладок IV групи (див. п. 8.1).

Для конструкцій, які не мають верхньої опори, граничні відношення зменшують удвічі і приймають $\beta = 6$. У випадках перевищення гранично допустимої гнучкості конструкції при їх зведенні необхідно підсилювати тимчасовими кріпленнями, які забезпечуватимуть їх стійкість у період відтавання.

При зведенні вологих цехів, лазень, пралень та інших приміщень із підвищеною вологістю повітря, а також приміщень із температурою повітря вище 40°C; при зведенні конструкцій, розташованих у зоні змінного рівня води і під водою, що не

мають гідроізоляції, як протиморозну домішку до розчинів допускається застосовувати лише нітрит натрію.

Не допускається безпосередній контакт розчинів із домішками нітриту натрію, поташу, НКМ, ННХКМ із оцинкованими та алюмінієвими закладними деталями без попереднього захисту їх протекторними покриттями. Розчини з домішками поташу не допускається застосовувати у стінах із силікатної цегли марки нижче 100 і морозостійкістю нижче F25.

Для зведення кам'яних будівель у зимовий час повинен бути розроблений проект виконання робіт із дотриманням вимог відповідних нормативних документів.

Контрольні запитання

1. Що впливає на вибір товщини зовнішніх стін?
2. Що забезпечує жорсткість будівлі?
3. Які вертикальні сили діють на стіну певного поверху?
4. Які стіни розраховують на вітрове навантаження і чому?
5. Які стіни називають багатошаровими і як зв'язують між собою окремі шари багатошарових стін?
6. Які особливості розрахунку багатошарових стін із жорсткими та гнучкими в'язями між шарами?
7. Як визначають пружну характеристику кладки для багатошарової стіни?
8. Яка розрахункова схема стіни підвалу?
9. Як визначають згинальний момент від бокового тиску ґрунту?
10. У яких перерізах перевіряють міцність стіни підвалу?
11. Для чого передбачають анкерування стін і стовпів? Як розраховують анкери?
12. Які є види неармованих перемичок, від чого залежать їх граничні прольоти?
13. Що називають конструктивною висотою h_k та розрахунковою висотою s перемички?

14. Пояснити виникнення розпору у перемичці. Як його визначають?
15. Особливості проектування залізобетонних перемичок.
16. Які максимальні відстані між температурно-усадочними швами у стінах кам'яних будівель?
17. Як конструктивно вирішують температурно-усадочні шви?
18. Способи зведення зимової кладки.
19. Критерії вибору протиморозних домішок.
20. Як впливає використання протиморозних домішок на розрахунковий опір стиску кладки?

Розділ 9

Проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій із використанням ЕОМ

Знання основ автоматизації проектування і вміння працювати із засобами САПР необхідні практично кожному інженеру. Комп'ютерами насичені проектні підрозділи, конструкторські бюро та офіси.

На сьогодні при проектуванні будівель і споруд, зокрема при розрахунку кам'яних і армокам'яних конструкцій, усе частіше застосовують програмні комплекси та програми. Найвідомішими з них є ПК МОНОМАХ (програма КИРПИЧ), ПК SCAD Office (програма КАМИН), пакет прикладних програм NormCAD та ін.

9.1. Програмний комплекс МОНОМАХ, версія 4.2

ПК МОНОМАХ є типовим представником інтелектуальних проектувальних систем. Комплекс призначений для розрахунку та проектування конструкцій монолітних багатоповерхових каркасних будівель. Реалізовано також розрахунок цегляних будинків висотою до 14 поверхів із включеннями з монолітного залізобетону.

ПК МОНОМАХ складається із дев'яти інформаційно пов'язаних програм, кожна з яких може працювати в автономному режимі: КОМПОНОВКА, БАЛКА, КОЛОННА, ФУНДАМЕНТ, ПОДПОРНАЯ

СТЕНКА, ПЛИТА, РАЗРЕЗ (СТЕНА), КИРПИЧ, ГРУНТ (рис. 9.1).

Нижче детально розглянуто можливості програм КОМПОНОВКА та КИРПИЧ.

КОМПОНОВКА – коренева програма для проектування багатопверхових каркасних будівель із монолітного залізобетону та будівель із цегляними стінами. Вона дозволяє швидко та зручно в інтерактивному графічному режимі формувати схему будівлі, задавати навантаження у природному вигляді, виконувати розрахунок конструктивних елементів будівлі за міцністю, підбирати перерізи елементів, визначати витрати бетону, арматури, цегли та інших матеріалів, оцінювати вартість споруди, експортувати дані до інших локальних програм.

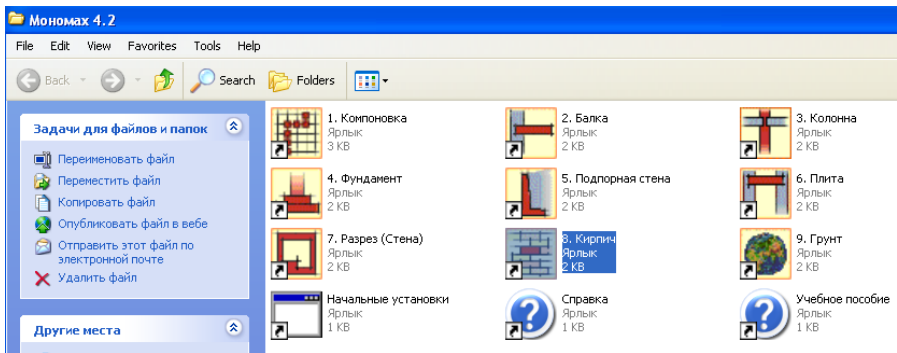


Рис. 9.1. Вікно ПК МОНОМАХ

Основні функції програми:

- формування моделі будівлі на довільній сітці плану з колон, балок, стін, перегородок, плит перекриття, фундаментних плит і паль;

- виконання розрахунку цегляних будівель із несучими стінами та комбінованих каркасних будівель підвищеної поверховості з цегляним заповненням;
- скорочення часу на створення моделі та виконання варіантного проектування за допомогою використання різноманітних сервісних можливостей - переміщення і повороту системи координат, копіювання, переносу, видалення одного або групи елементів, модифікації числових значень, копіювання поверхів;
- задання вертикальних і горизонтальних навантажень на плити перекриття у вигляді розподілених по всій площині або на ділянці, а також у вигляді зосереджених сил;
- задання напрямку впливу та інформації про район будівництва для урахування вітрових і сейсмічних навантажень;
- імпорт моделі ґрунту, створеної програмою ГРУНТ;
- автоматичне формування розрахункової схеми будівлі; виконання статичного та динамічного розрахунків, у результаті яких визначають переміщення, зусилля і напруження; виконання підбору або перевірки перерізів елементів; формування відомості видаткової вартості матеріалів, таблиці частот і періодів коливань. Анімація власних коливань дозволяє оцінити коректність створеної моделі;

- виконання експорту даних у програми конструювання БАЛКА, КОЛОННА, ФУНДАМЕНТ, ПЛИТА, РАЗРЕЗ (СТЕНА), КИРПИЧ, експорту навантажень на фундаменти у ФОК-ПК, а також експорту розрахункової схеми у ПК ЛИРА;
- реалізація у версії 4.2 нових можливостей: призначення різноманітних умов опирання конструкцій (зокрема, моделювання шарнірного з'єднання між монолітною структурою „плита+балки”, з одного боку, та цегляними стінами - з іншого), призначення ексцентриситету опирання стіни на стіну нижнього поверху; експорт для поперечних розрізів стін у програму КИРПИЧ сил і моментів за всіма напрямками від усіх елементів з урахуванням умов опирання за результатами розрахунку МСЕ; можливість візуалізації переміщень, зусиль і напружень від сполучень зусиль.

КИРПИЧ - програма для проектування стін цегляних будівель.

Функції програми:

- врахування при обчисленні зусиль у програмі КОМПОНОВКА спільної просторової роботи елементів будівлі; формування схеми у режимі імпорту; виконання перевірки міцності цегляної кладки стін і простінків для заданих горизонтальних рівнів;

- визначення необхідної кількості сіток і підбір стержнів вертикального армування;
- подання результатів конструювання у вигляді робочих креслень, створення dxf-файлів креслень для роботи в інших графічних комплексах (AutoCAD, ArchiCAD, AllPlan);
- новий алгоритм розрахунку простінків із врахуванням загального випадку НДС (косий позацентровий стиск-розтяг), виконання розрахунку кладки на зминання; можливість автоматичного та ручного формування простінків, створення пояснювальної записки у rtf-форматі.

Формування розрахункової схеми будівлі виконують у програмі КОМПОНОВКА. На першому етапі задають основні характеристики будівлі (відмітку планування, характеристики ґрунту, матеріали конструктивних елементів). Після цього будують план типового поверху, задають стіни, перегородки, існуючі отвори, навантаження на плити перекриття. Форма будівлі у плані може бути довільною. Для формування просторово-планувальної схеми по висоті використовують функцію копіювання поверхів із подальшим коригуванням схеми на будь-якому поверсі. До конструктивної схеми будівлі з несучими цегляними стінами можна включати бетонні та залізобетонні стіни, колони, балки, тобто створювати комбінований каркас із цегляним заповненням.

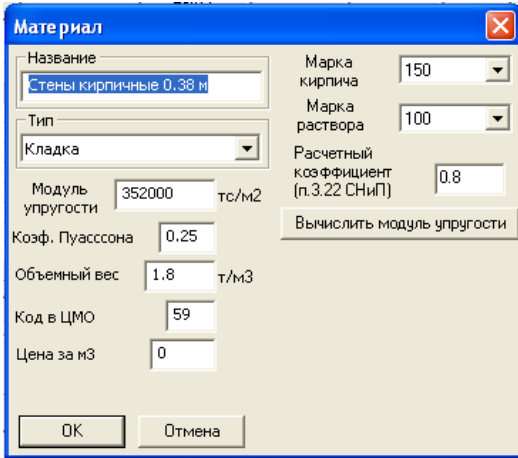
Для правильного збору навантажень від власної ваги користувач має призначити для стін відповідний матеріал зі списку матеріалів (**Схема-Материали**).

Залежно від виду застосовуваного матеріалу можна призначити типи кладки, що вказані у таблиці 9.1.

Таблиця 9.1

Типи кладок, які враховують у програмі КИРПИЧ, і матеріали стін

№ з/п	Матеріал стіни	Посилання
1.	Цегла керамічна звичайна	табл. 2.2
2.	Цегла силікатна	табл. 2.2
3.	Керамічні камені зі щілиноподібними порожнинами шириною до 12 мм	табл. 2.2
4.	Керамічні камені порожнистістю 48-50% зі щілиноподібними вертикальними порожнинами шириною до 8-10 мм; $H_{ряду}=20-25$ см	табл. 2.3
5.	Віброцегляна кладка на важких розчинах	табл. 2.4
6.	Кладка з крупних суцільних бетонних блоків і блоків із природного каменю при $H_{ряду}=50-100$ см	табл. 2.5
7.	Кладка з суцільних бетонних, гіпсобетонних блоків і інших бетонів на легких заповнювачах і природних каменів при $H_{ряду}=20-30$ см	табл. 2.6
8.	Кладка з бетонних каменів (пористий бетон, шлакобетон та ін.) порожнистістю до 25% при $H_{ряду}=20-30$ см	табл. 2.7
9.	Кладка з природних каменів низької міцності правильної форми	табл. 2.8
10.	Бутова кладка із рваного буту	табл. 2.9
11.	Кладка з бутобетону невібраного	табл. 2.10
12.	Кладка з бутобетону вібраного	табл. 2.10



Усі міцнісні характеристики програма приймає автоматично, виходячи із заданих марок кам'яних матеріалів і розчину (рис. 9.2, табл. 9.2).

Рис. 9.2. Діалогове вікно „Матеріали”

Таблиця 9.2

Розрахункові характеристики матеріалів кладки стін

№ з/п	Матеріал стіни	Посилання
1.	Розрахунковий опір кладки на стиск, R	табл. 2.2-2.10
2.	Розрахунковий опір кладки на розтяг за перев'язаним перерізом, R_t	табл. 2.13
3.	Розрахунковий опір кладки на розтяг за неперев'язаним перерізом, R_t	табл. 2.12-2.13
4.	Розрахунковий опір кладки на згин за перев'язаним перерізом, R_{tb}	табл. 2.13
5.	Розрахунковий опір кладки на згин за неперев'язаним перерізом, R_{tb}	табл. 2.12-2.13
6.	Розрахунковий опір кладки на зріз за перев'язаним перерізом, R_{sq}	табл. 2.13
7.	Розрахунковий опір кладки на зріз за неперев'язаним перерізом, R_{sq}	табл. 2.12-2.13
8.	Тимчасовий опір неармованої кладки, R_u	п.2.3

9.	Пружна характеристика кладки, $\alpha = E_0/R_u$ Початковий модуль пружності кладки, $E_0 = \alpha \cdot R_u$	табл. 2.16 п.2.3
10.	Коефіцієнт впливу повзучості, ν	п. 2.3
11.	Коефіцієнт Пуассона, $G = 0,4E_0$	п. 2.3

Навантаження згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [9] у ПК МОНОМАХ рекомендують задавати таким чином:

- до розрахункової схеми прикладати експлуатаційні значення навантажень;
- у діалоговому вікні **Ветер по ДБН** задавати коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням $\gamma_{fe} = 0,21$ (щоб до схеми були прикладені експлуатаційні значення вітрових навантажень);
- у діалоговому вікні **Коефіцієнти**, що викликається командою **Загруження - Коефіцієнти загрузок**, коефіцієнти надійності задавати як відношення коефіцієнтів за граничним значенням до коефіцієнтів за експлуатаційним значенням ($\gamma_{fm} / \gamma_{fe}$) навантажень.

Таким чином, експлуатаційні навантаження згідно з ДБН відповідають нормативним за СНиП, а граничні навантаження за ДБН – розрахунковим за СНиП.

За такого підходу в конструювальних програмах ПК МОНОМАХ для розрахунку арматури за міцністю використовують граничні навантаження, а для розрахунку конструкцій за тріщиностійкістю – експлуатаційні.

Рекомендовані значення коефіцієнтів навантажень наведені у діалоговому вікні **Коеффициенты** (рис. 9.3).

Нагрузки/ Коеффициенты	Постоянная	Длительная	Кратко- временная	Ветровая	Сейсмическ:
Надежности	1.1	1.2	1.2	5	1
Длительности	1	1	1	1	0
1-е основное сочетание	1	1	1	1	0
2-е основное сочетание	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е особое сочетание	0.9	0.8	0.5	0	1
Преобразования в веса масс	1	1	1		
Надежности по ответственности	1				

Buttons: OK, Отмена, Справка

Рис. 9.3. Діалогове вікно „Коефіцієнти”

Для збору горизонтальних і вертикальних навантажень на стіни від постійних, тривалих, короткочасних навантажень, від вітрових (із урахуванням пульсації) і сейсмічних впливів користувач задає положення горизонтальних рівнів із вказанням поверху та відмітки відносно рівня перекриття (рис. 9.4).

Можна задавати декілька горизонтальних рівнів на одному поверсі.

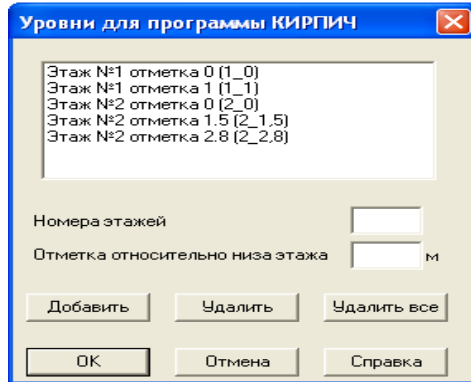



Рис. 9.4. Задання розрахункових рівнів у програмі КОМПОНОВКА

У процесі розрахунку методом скінченних елементів (МСЕ) виконують автоматичну триангуляцію стін із урахуванням положення базових перерізів, що розташовані у горизонтальних рівнях, заданих користувачем. Після розрахунку будівлі МСЕ в базових перерізах у точках триангуляції обчислюють нормальні та зсувні напруження σ_z, τ_{xz} . Для детальнішого вивчення НДС стін користувач має можливість керувати процесом автоматичного розбиття на скінченні елементи, зменшуючи крок триангуляції.

Із обчислених нормальних і зсувних напружень σ_z, τ_{xz} від постійних і змінних навантажень у точках триангуляції програма автоматично формує розрахункові сполучення зусиль (РСЗ), враховуючи коефіцієнти надійності за навантаженням, тривалістю та коефіцієнти розрахункових сполучень.

Отримані у програмі КОМПОНОВКА розрахункові напруження у стінах (простінках), геометричні розміри та характеристики матеріалу стін експортують у програму КИРПИЧ для перевірки міцності та підбору необхідної розрахункової арматури згідно з вимогами СНиП II-22-81 [26].

Експорт результатів МСЕ виконують за допомогою меню **Результаты – Экспорт в конструирующие программы ПК МОНОМАХ** (кнопка  на панелі інструментів, рис. 9.5), відзначаючи галочкою потрібну програму.

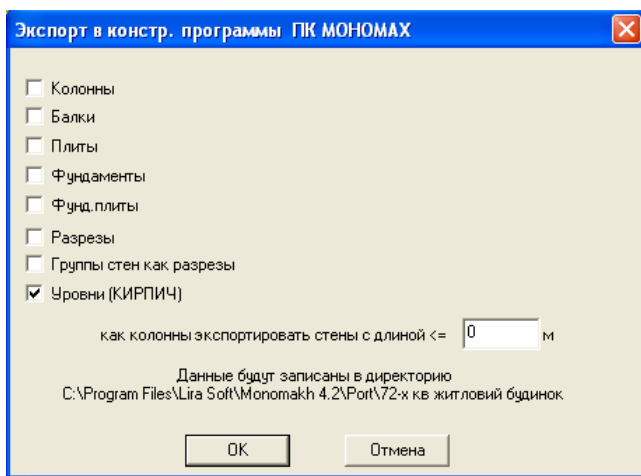


Рис. 9.5. Діалогове вікно „Експорт до конструювальних програм ПК МОНОМАХ”

Для імпорту файлу, створеного у програмі КОМПОНОВКА, після запуску програми КИРПИЧ потрібно виконати пункт меню **Файл-Импорт** (кнопка



на панелі інструментів). Збереження інформації про модель виконують за допомогою команди **Файл-Сохранить**.

Після цих процедур модель готова до розрахунку. Проаналізувати та відкоригувати матеріали можна за допомогою меню **Схема-Характеристики материалов** (рис. 9.6).

При проектуванні армокам'яних конструкцій міцнісні характеристики арматури та вид армування (сіткове та/або вертикальне) приймають за заданими класами арматури (п. 5.1, табл. 5.2).

Діалогове вікно для введення характеристик армування наведене на рис. 9.7. При підборі арматурних сіток у стінах (простінках) враховують задані користувачем параметри: висоту ряду цегляної кладки, розмір комірки сіткового армування і розрахунковий діаметр армування.

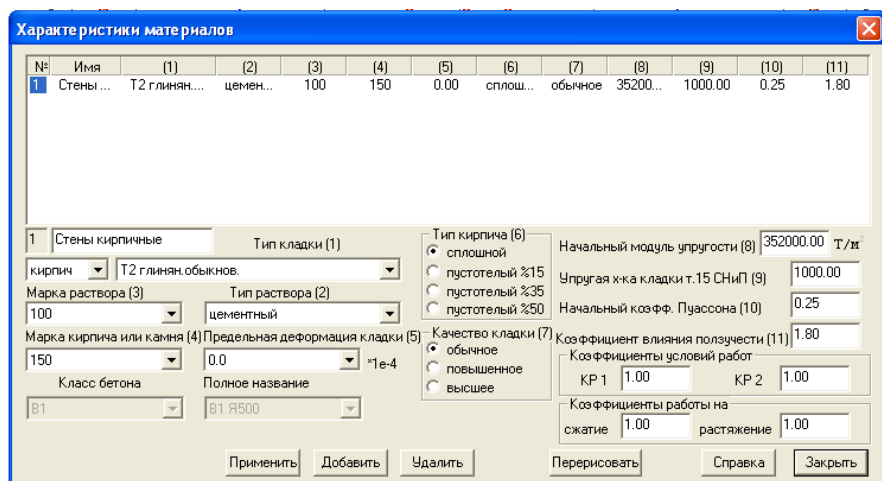


Рис. 9.6. Діалогове вікно „Характеристики матеріалів”

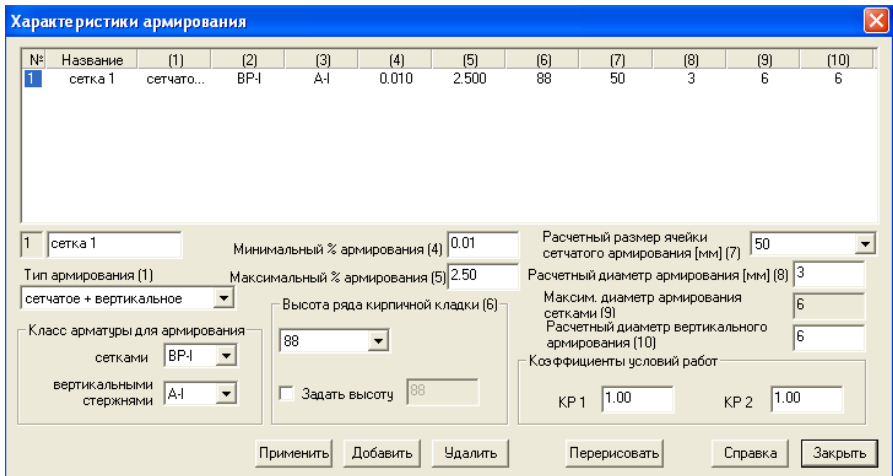





Рис. 9.7. Диалогове вікно „Характеристики армування”

Розрахунок цегляної кладки виконують за допомогою меню **Расчет-Расчет** (кнопка  на панелі інструментів). Для перегляду в центрах ваги груп простінків нормальних сил і згинальних моментів, із яких програма автоматично формує РСЗ для розрахунку кладки, потрібно виконати команди **Схема-Группы участков простенков - Показать нагрузки N и M в ЦТ групп** (кнопка ). Аналогічно, для перегляду поперечних сил, виконати команди **Схема-Группы участков простенков-Показать нагрузки Q в ЦТ групп** (кнопка ).

Перегляд армування сітками та/або вертикальними стержнями (залежно від заданих характеристик армування) виконують за допомогою меню **Результаты-Армирование** (кнопка ).

Якщо за результатами підбору сіткового армування видається повідомлення „Армирование не обеспечивает прочность сечения”, необхідно збільшити *розрахунковий діаметр*, або зменшити *розмір комірки сіткового армування*, або призначити режим підбору арматури як *сіткове + вертикальне*. Тоді у тих точках, де недостатньо сіткового армування, програма автоматично перейде до режиму підбору вертикальної арматури.

У даній версії програми КИРПИЧ для перевірки міцності простінків і підбору арматурних сіток виконують такі процедури:

- ✓ перевірку несучої здатності неармованих кам'яних конструкцій на центральний стиск в i -ій точці простінка (п. 4.1). Перевірку виконують за формулою (4.1). Оскільки напруження у точці отримані з урахуванням перерозподілу зусиль від моментів у стіні з урахуванням її просторової роботи з поперечними стінами, перевірку на позацентровий стиск не виконують (п. 4.2);
- ✓ перевірку неармованих кам'яних конструкцій на осьовий розтяг (за перев'язаним перерізом) (п. 4.6);
- ✓ перевірку неармованих кам'яних конструкцій на зріз по горизонтальних неперев'язаних швах (за несучою здатністю) (п. 4.5). Перевірку виконують за формулою (4.18);

- ✓ підбір сіткового армування при стиску (п. 5.1). Підбір сіток виконується за заданим користувачем розміром комірки сіткового армування, діаметром і класом арматури (див. рис. 9.7);
- ✓ перевірку армованих кам'яних конструкцій на зріз за перев'язаним перерізом. Перевірку виконують за формулою:

$$Q_i \leq R_{sq} \cdot A_i + R_{sw_y} \cdot F_{a_i}, \quad (9.1)$$

де R_{sq} - розрахунковий опір армованої сітками кладки;

A_i - розрахункова площа перерізу;

R_{sw_y} - розрахунковий опір поперечної (вертикальної) арматури;

F_{a_i} - відсоток вертикального армування у точці.

Якщо неможливо задовольнити умови міцності, то програма виконує підбір вертикальної арматури за формулою:

$$N_i \leq m_g \cdot \varphi_i \cdot R_{sk} \cdot A_i + R_{sk_y} \cdot F_{a_{iy}}, \quad (9.2)$$

де R_{sk} - розрахунковий опір кладки, армованої сітками;

R_{sk_y} - розрахунковий опір на стиск вертикальної арматури;

$F_{a_{iy}}$ - відсоток вертикального армування у точці.

За результатами розрахунків потрібно виконати діагностику можливих помилок. При перевищенні у

стіні заданого максимального відсотка армування програма видає повідомлення: „Сетчатое армирование превышает заданное максимальное”. Якщо підібрані сітки не задовольняють умові допустимого армування за п. 5.1, то програма повідомить про це користувача так: „Сетчатое армирование превышает оптимальное”. Якщо неможливо виконати розстановку арматури, то повідомлення буде такого змісту: „Армирование не обеспечивает прочность сечения”. При успішному підборі арматури видається повідомлення: „Подбор арматуры в каменной кладке выполнен”.

Нижче, для прикладу, наведений процес проектування цегляних стін багатоповерхового житлового будинку із використанням ПК МОНОМАХ версії 4.2.

Приклад 9.1. Запроектована 9-поверхова будівля із підвальним приміщенням. У плані будинок має прямокутну форму, розмірами в осях $36,8 \times 27,6$ м. У підвалі розміщені офісні приміщення, на першому-сьомому поверхах - одно-, дво- та трикімнатні квартири. На восьмому-дев'ятому поверхах розташований пентхаус із три- та п'ятикімнатних квартир. Висота підвального поверху становить 3,3 м, першого та типового поверхів – 3,0 м.

Конструктивна схема будівлі – рамнов'язева. Просторову систему утворюють монолітні колони, перекриття і покриття. Зовнішні та внутрішні стіни – цегляні. Колони – залізобетонні перерізом 400×400 мм.

Переkritтя і покриття – залізобетонні товщиною 200 мм.

Фундаменти під вертикальні несучі конструкції будинку виконують у вигляді суцільної монолітної залізобетонної плити товщиною 500 мм, розрахунок якої виконано перед розрахунком стін.

Стіни підвалу - із монолітного залізобетону товщиною 600 мм для зовнішніх стін і 400 мм – для внутрішніх.

Зовнішні стіни в надземній частині будівлі багат шарової конструкції загальною товщиною 600 мм (внутрішній несучий шар – із цегляної кладки товщиною 380 мм; утеплювач – пінополістирол товщиною 100 мм і зовнішній лицевальний шар цегли товщиною 120 мм. Для несучого шару використано керамічну цеглу середньою густиною 1400 кг/м^3 , для лицевального – керамічну пустотілу і силікатну цеглу. Кладку виконано на цементно-піщаному розчині.

Внутрішні стіни надземної частини будівлі товщиною 380 мм зведені з цегляної кладки з повнотілої керамічної цегли на цементно-піщаному розчині. Елементи сходових маршів і площадок – збірні залізобетонні.

Створення розрахункової схеми будівлі виконують у програмі КОМПОНОВКА. Для цього на першому етапі за допомогою меню **Схема - Характеристики здання** викликають діалогове вікно **Общие характеристики здання**, де задають відмітки

планування, глибини закладання фундаментів і характеристики ґрунту (рис. 9.8).

Назву об'єкта задають за допомогою меню **Файл - Название объекта** (рис. 9.9).

На другому етапі задають характеристики матеріалів для усіх конструктивних елементів (рис. 9.10).

Крім вказаних характеристик, задане армування стін сітками із дроту класу Вр-І діаметром 3 мм із розмірами комірки 50 мм відповідно до діалогу введення характеристик армування (див. рис. 9.7).

Після цього будують план типового поверху, задають стіни, перегородки, існуючі прорізи, навантаження на плити перекриття (рис. 9.10). Горизонтальне навантаження, що діє на будівлю від вітру, прийняте для м. Києва.

Детальне описання процесу побудови можна знайти в [28] або скористатися електронним навчальним посібником ПК МОНОМАХ.

Общие характеристики здания

Отметка планировки: м

Отметка верха подколонника: м

Отметка подошвы: м

Схема распределения горизонтальных нагрузок при расчете всего здания:

Характеристики грунта:

Объемный вес (т/м ³)	Угол внутреннего трения (°)	Сцепление (тс/м ²)	Модуль деформации (тс/м ²)	К-нт перехода ко 2-му модулю	Козффициент Пуассона
<input type="text" value="1.82"/>	<input type="text" value="22"/>	<input type="text" value="2"/>	<input type="text" value="1000"/>	<input type="text" value="5"/>	<input type="text" value="0.3"/>

Дополнительные параметры расчета жесткости упругого основания

Lyambda: Нормы: Метод:

Минимальная глубина сжимаемой толщи: м Учитывать вес грунта, срезанного выше подошвы фундамента

Рис. 9.8. Діалогове вікно „Загальні характеристики будівлі”

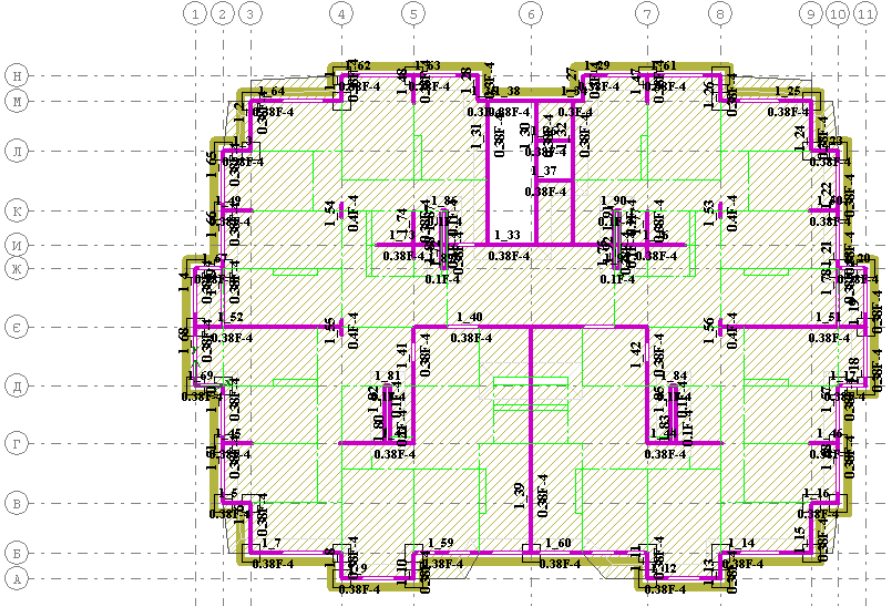
Название объекта

Рис. 9.9. Діалогове вікно „Назва об’єкта”

Увага! У програмі КОМПОНОВКА перегородки хоча й задають як конструктивні елементи, проте моделюють не елементом схеми, а навантаженням на

плиту. Тому, правлячи за навантаження, перегородки встановлюють на плиту перекриття.

Етаж: №1, Н=3.3 м, отм. верха 0.000



Материалы

Название	Тип	Модуль упругости, тс/м2	Кэф. Пуассона	Объёмный вес, т/м3	Код в ЦМО	Цена за м3	Детали	Используйность
1. Цегла керамічна-0.12	Кладка	274500	0.25	1.8	59	400	150, 100	Да
3. Цегла керамічна(2-4 пов)-0.38	Кладка	392200	0.25	1.8	59	600	150, 100	Да
4. Цегла керамічна(2-4 пов)-0.51	Кладка	352000	0.25	1.8	59	800	150, 100	Да
5. Багатощарова констр(2-4 пов)-0.5	Кладка	352000	0.25	1.4	59	950	150, 100	Нет
6. Цегла керамічна(5-10 пов)-0.38	Кладка	352000	0.25	1.8	59	550	150, 100	Да
7. Багатощарова констр(5-10 пов)-0.5	Кладка	352000	0.25	1.4	59	950	150, 100	Да
8. Залізобетон	Железобетон	3e+006	0.2	2.5	46	950	B20, A-III, A-I	Да

Текущий материал: 8. Залізобетон

Материалы для фундаментов под колонны: 8. Залізобетон

Материалы для фундаментов под стены: 8. Залізобетон

Выбор элементов, имеющих текущий материал: Где искать: На текущем этаже; Действие: Выбор с отменной предыдущей

Buttons: Добавить..., Изменить..., Копировать, Удалить, Удалить все, Добавить из файла..., Сохранить в файле..., ОК, Отмена

Рис. 9.10. Топология жилой будівлі та її основних характеристик

Переглядають тривимірне зображення створеної моделі поверху за допомогою меню **Вид - Вид 3D - Текущий этаж** (рис. 9.11).

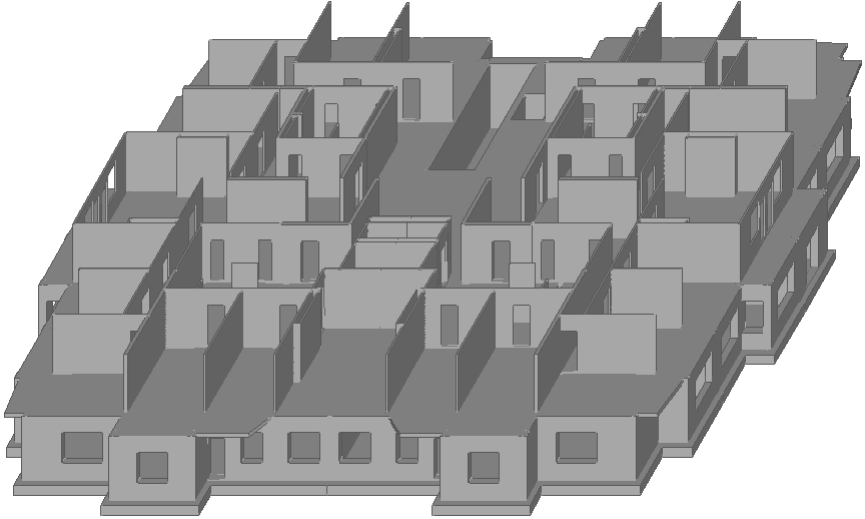



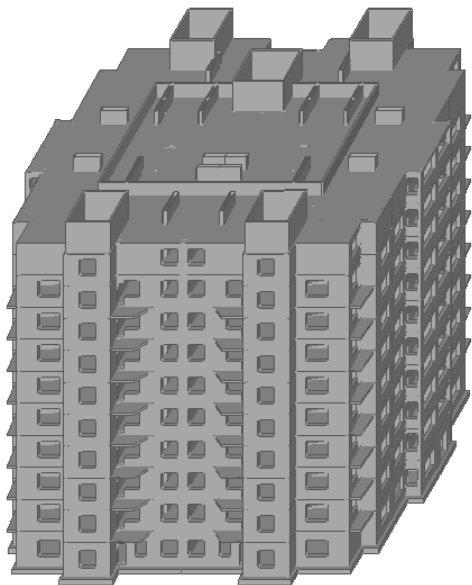
Рис. 9.11. Тривимірне зображення першого поверху
проектованої будівлі

Для збору горизонтальних і вертикальних навантажень на стіни від усіх діючих навантажень і впливів задають положення горизонтальних рівнів із вказанням поверху та відмітки відносно рівня перекриття за допомогою меню **Схема - Выбор элементов - Задать уровни для программы КИРПИЧ**. Можна задати декілька горизонтальних рівнів на одному поверсі (див. рис. 9.4). У процесі розрахунку МСЕ у заданих рівнях визначають

напруження, що призначені для експорту до програми КИРПИЧ.

У програмі КОМПОНОВКА передбачене виконання розрахунків двох видів – попереднього (спрощеного) і розрахунку МСЕ. Метою попереднього розрахунку є ідентифікація конструктивної схеми будівлі, збір навантажень, перевірка або підбір перерізів конструктивних елементів. Попередній розрахунок виконують за допомогою меню **Расчет - Расчет текущего этажа** та **Расчет - Расчет всего здания**.


У процесі розрахунку програма виконує діагностику створеної моделі, виявлені помилки виводить у діалоговому вікні. Якщо виділити стрічку у списку помилок, то на схемі буде виділено червоним кольором елемент, через який сталася помилка. Якщо декілька поверхів мають однакову конфігурацію і навантаження, то створюють один поверх, виконують його розрахунок за допомогою меню **Расчет - Расчет текущего этажа** (кнопка  на панелі інструментів), після цього копіюють його на інші поверхи. При цьому автоматично копіюється і схема поверху, і результати розрахунку. Це суттєво скорочує час розрахунку будівлі.



Для формування просторово-планувальної схеми по висоті будівлі використовують функцію копіювання поверхів (**Этажи-Копирование этажа**) із подальшим коригуванням схеми на першому, восьмому та дев'ятому поверхах.

На рис. 9.12 показане тривимірне зображення проєктованої будівлі.

Рис. 9.12. Тривимірне зображення проєктованої будівлі

Після цього виконують попередній розрахунок усієї будівлі за допомогою меню **Расчет – Расчет всего здания** (кнопка  на панелі інструментів).

Переглянути результати розрахунку кожного поверху можна, натискаючи кнопки вибору поверхів

1.

Результати розрахунку першого поверху мають вигляд, поданий на рис. 9.13.

Этаж №1, H=3.3 м, отм. верха 0.000

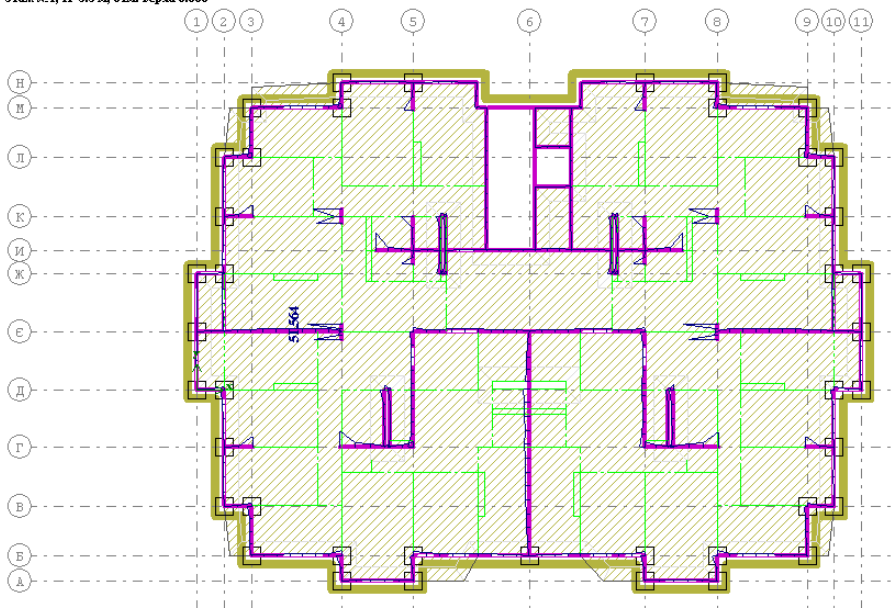



Рис. 9.13. Результаты расчета всей здания
(поверх №1, постоянное нагружение)

Результаты расчета зберігають за допомогою меню **Файл - Сохранить**. Формування розрахунково-пояснювальної записки за результатами попереднього розрахунку всієї будівлі виконують за допомогою меню **Результаты - Расчетная записка - Расчетная записка (rtf-файл)**. У діалоговому вікні (рис. 9.14) вносять відомості про ті або інші елементи схеми, дані про розрахунок яких потрібно переглянути або вивести на друк.

Наступний етап – виконання розрахунку МСЕ. Цей розрахунок є обов’язковим, і остаточні результати приймають саме за ним. Розрахунок виконують за

допомогою меню **Расчет-МКЭ расчет** (кнопка  на панелі інструментів). Для цього автоматично формують скінченно-елементну схему з урахуванням заданих параметрів у діалоговому вікні **МКЭ расчет** (рис. 9.15). У даному прикладі для верхніх поверхів розрахункової схеми (4-10) крок триангуляції плит і стін прийнято укрупненим (по 3 м), а для нижніх трьох поверхів, де потрібна більша точність розрахунку, – по 1,5 м. Для цього у діалоговому вікні **МКЭ расчет** за допомогою кнопки **Задать уникальные этажи** викликають однойменне діалогове вікно (рис. 9.16). Рекомендації із вибору кроку триангуляції наведені у довідковій системі програми КОМПОНОВКА у розділі **Расчетные предпосылки**.

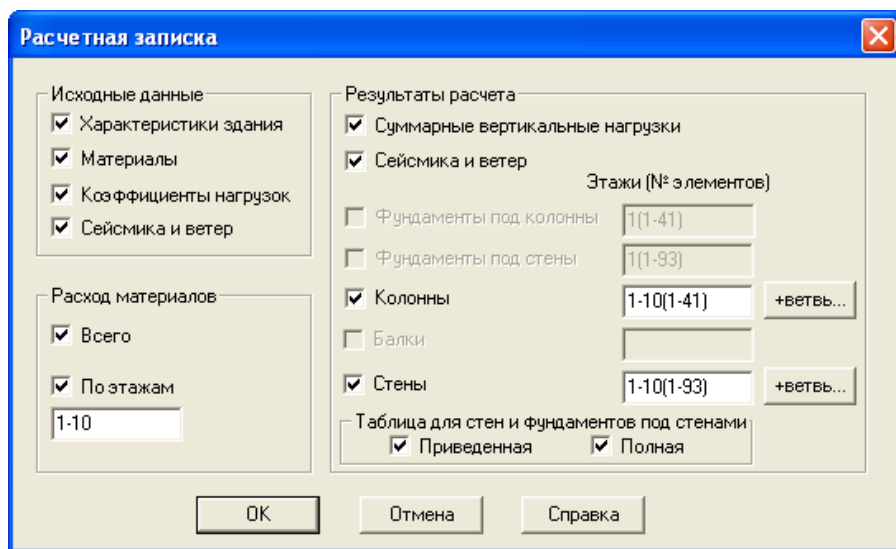


Рис.9.14. Діалогове вікно „Розрахункова записка”

Запуск задачі на розрахунок виконують натисканням кнопки **OK** у діалоговому вікні **МКЭ расчет** (рис. 9.15).

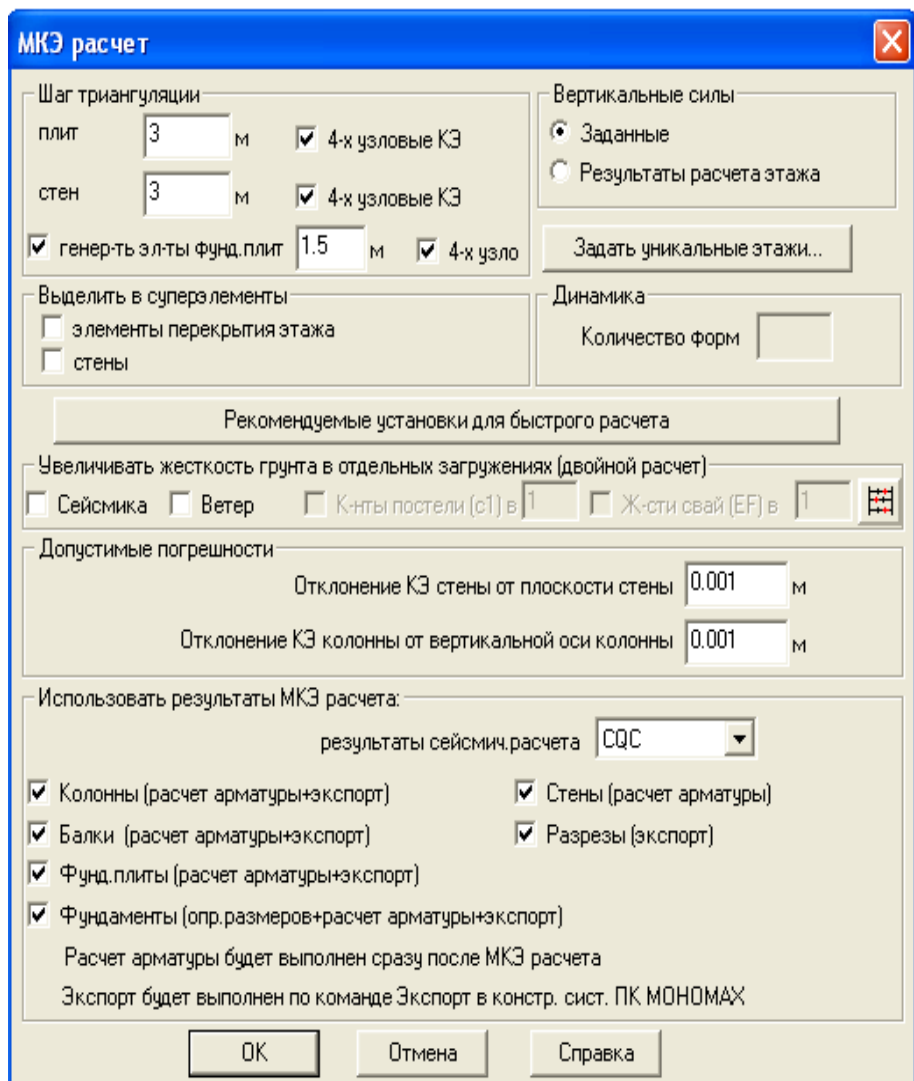


Рис. 9.15. Діалогове вікно „Розрахунок МСЕ”

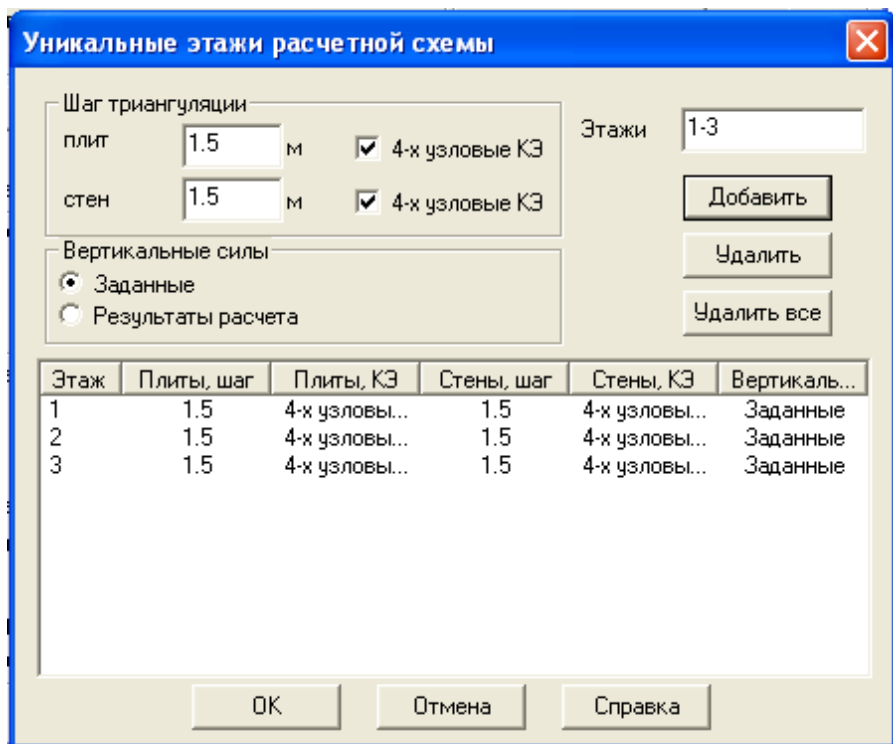


Рис. 9.16. Діалогове вікно
”Унікальні поверхи розрахункової схеми”

Результати розрахунку МСЕ переглядають за допомогою меню **Вид - Результаты МКЭ расчета** (рис. 9.17). Деформовану схему відображають на екрані за допомогою меню **Результаты - Деформированная схема**. Переміщення аналізують за допомогою меню **Результаты - Изополя перемещений**, напруження - за допомогою меню **Результаты - Изополя напряжений и усилий**.

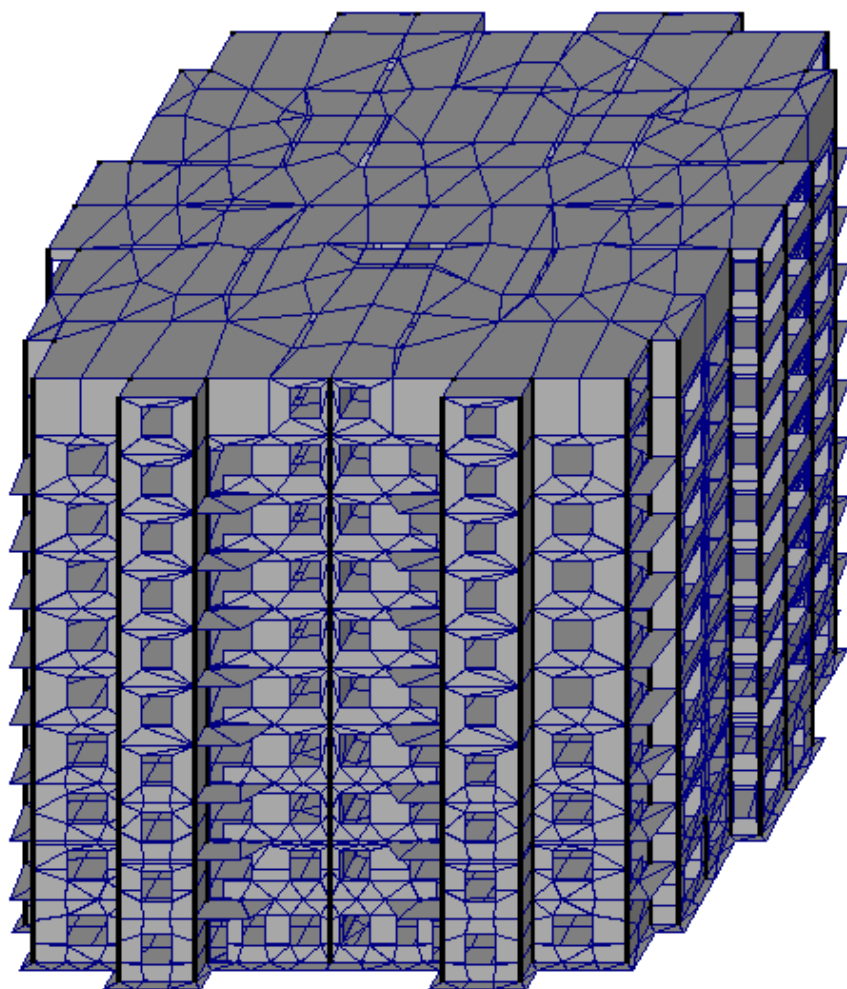


Рис.9.17. Результати розрахунку МСЕ

Для перегляду інформації про певний елемент схеми використовують меню **Результаты - Информация об элементе или узле** (кнопка **i** на панелі інструментів), вказують на елемент (наприклад,

стіну першого поверху) і у діалоговому вікні (рис. 9.18) переглядають сумарні навантаження, обчислені на рівні низу стіни.

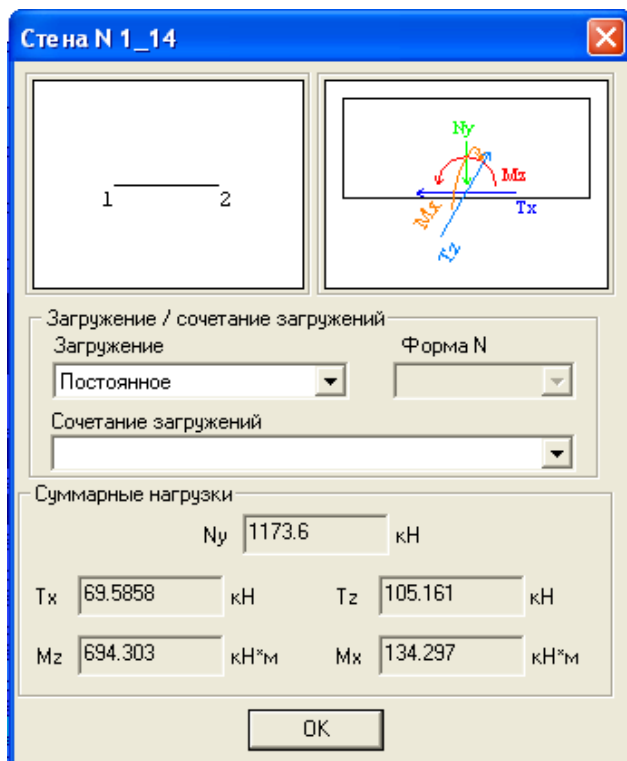



Рис.9.18. Діалогове вікно інформації про елемент схеми




Розрахункову записку за результатами розрахунку МСЕ формують за допомогою меню **Результаты - Расчетная записка - Расчетная записка (rtf-файл)**.

Експорт результатів розрахунку будівлі методом скінченних елементів до програми КИРПИЧ

виконують за допомогою меню **Результаты - Экспорт в конструирующие программы ПК МОНОМАХ** (кнопка  на панелі інструментів). У діалоговому вікні (див. рис. 9.5) знімають прапорці з усіх опцій, окрім опції **Уровни (КИРПИЧ)**.

Роботу програми КОМПОНОВКА закінчують за допомогою меню **Файл - Выход**.

Роботу з програмою КИРПИЧ розпочинають командою **Пуск – Програми - Мономах 4.2 - 8. Кирпич**.

Для імпорту файлів, створених у програмі КОМПОНОВКА, виконують пункт меню **Файл - Импорт** (кнопка  на панелі інструментів), відкривають потрібні файли (їх буде стільки, скільки рівнів було задано у програмі КОМПОНОВКА), зберігають інформацію про модель (**Файл - Сохранить**). Розрахунок цегляної кладки виконують за допомогою меню **Расчет - Расчет** (кнопка  на панелі інструментів), перегляд армування кладки – за допомогою меню **Результаты - Армирование** (кнопка ). Результати розрахунку стін у програмі КИРПИЧ для першого поверху будівлі наведені на рис. 9.19, де вказана кількість рядів кладки для встановлення арматурних сіток. Цифра 3 біля простінків означає, що для цієї групи простінків сітку необхідно вкладати через три ряди, тобто в кожному четвертому ряду, а цифра 1 – що сітку треба вкладати в кожному ряду.

Значення 4 ϕ 6 означає, що у цій групі необхідно розташувати 4 вертикальних стержні діаметром 6 мм. Для аналізу відсотків армування простінків потрібно скористатися меню **Результаты - Показать процент армування**), для аналізу міцності ділянки стіни - меню **Результаты – Показать прочность участка стены**.

Армирование (кол-во рядов кладки)

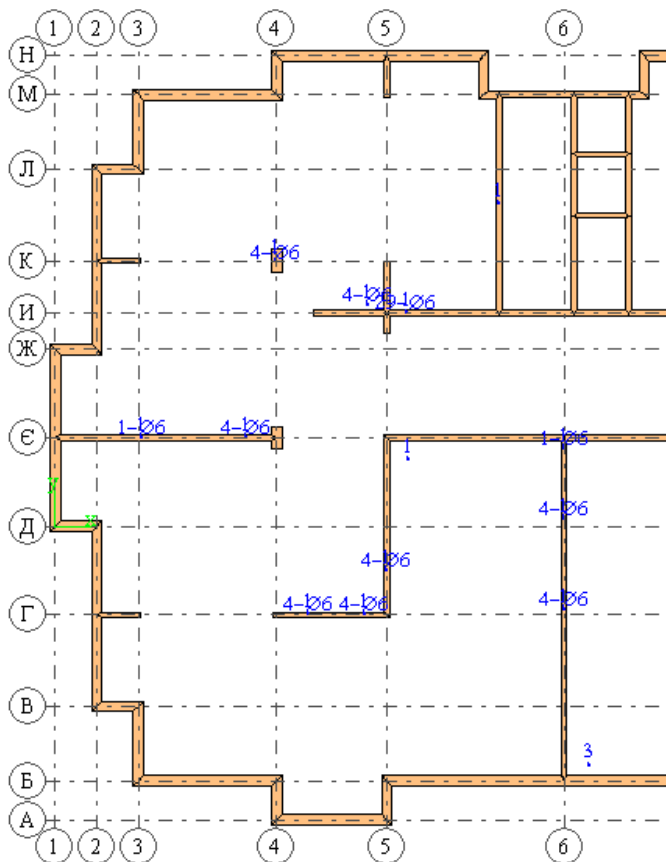


Рис. 9.19. Характеристики армування стін першого поверху будівлі (фрагмент)

Контрольні запитання

1. Для чого призначений ПК МОНОМАХ?
2. Із яких дев'яти інформаційно пов'язаних програм складається ПК МОНОМАХ?
3. У якій програмі формується розрахункова схема будівлі?
4. Які види розрахунків можна виконати у програмі КОМПОНОВКА?
5. Як оцінити коректність створеної моделі?
6. Що є результатом статичного та динамічного розрахунків у програмі КОМПОНОВКА?
7. У які програми можна виконати експорт даних із програми КОМПОНОВКА для подальшого конструювання елементів конструкцій?
8. Для чого призначена програма КИРПИЧ?
9. Які нові можливості реалізовано у версії 4.2 програми КИРПИЧ?
10. Для чого і як задаються положення горизонтальних рівнів у програмі КОМПОНОВКА?
11. У якому вигляді подаються результати конструювання елементів будівлі?
12. Як виконати експорт розрахункових напружень у стінах (простінках) у програму КИРПИЧ для перевірки міцності та підбору необхідної розрахункової арматури?
13. Як задати характеристики матеріалів і армування для армокам'яних конструкцій?
14. Як виконати розрахунок цегляної кладки?
15. Що є результатом розрахунку стін у програмі КИРПИЧ?


9.2. Програма КАМИН ПК SCAD Office

Програма КАМИН входить до складу інтегрованої системи SCAD Office і призначена для виконання конструктивних розрахунків і перевірок елементів кам'яних і армокам'яних конструкцій на відповідність вимогам СНиП II-22-81 [26].

До складу обстежуваних елементів включені центрально та позацентрово навантажені стовпи різного поперечного перерізу в плані, клинчасті та аркові перемички, зовнішні та внутрішні стіни будівель із прорізами та без них, стіни підвалів.

Крім перевірки загальної міцності та стійкості елементів, виконують експертизу місцевої міцності у місцях опирання балок, прогонів та інших елементів на стіни та стовпи. Експертизу виконують як для неушкоджених конструктивних елементів, так і для елементів, що мають тріщини у кам'яній кладці та вогневі пошкодження внаслідок впливу температури (наприклад, внаслідок пожежі). Розв'язують задачу перевірки несучої здатності центрально та позацентрово навантажених елементів, підсилених сталевими обоймами, а також стін, послаблених додатково утвореними прорізами.

Крім вказаних функцій, КАМИН виконує одночасно ще й функції довідника, за допомогою якого можна уточнити деякі фактичні дані відносно застосовуваних матеріалів, рекомендацій [26], а також оцінки величини та характеру дефектів для пошкоджених конструкцій. Для цього до складу

функцій включені спеціальні довідкові режими, а в деяких випадках діалогове вікно має кнопку , натиснувши яку, користувач отримує додаткову інформацію довідкового характеру.

9.2.1. Реалізація експертизи конструктивних рішень у програмі КАМИН

В основу розробки програми КАМИН, як і інших програм-сателітів пакету SCAD Office, покладений принцип орієнтації на досить суворе та повне виконання усіх вимог, наведених у нормах проектування кам'яних конструкцій.

Головні ідеї, покладені в основу розробки програми, такі:

- ✓ користувач має бути впевненим, що програма виконає експертизу згідно з чинними нормами проектування;
- ✓ основна довідкова та нормативна інформація має бути присутня у базі даних програми;
- ✓ користувачеві надається можливість детального аналізу результатів експертизи, і за ним залишається право вибору стосовно зміни та поліпшення конструктивного рішення.

Оцінку конструктивного рішення програма виконує за допомогою коефіцієнта використання обмежень (K_i). Критерій перевірки можна подати у вигляді:

$$\max K_i < 1, \quad (9.3)$$

який містить усі необхідні перевірки. Значення K_i при цьому визначає для елемента (перерізу) наявний запас міцності, стійкості або іншого нормованого параметра якості. Якщо вимога норм виконується із запасом, то коефіцієнт K_i дорівнює відносній величині вичерпання нормативної вимоги (наприклад, $K_i = 0,7$ відповідає 30% запасу).

При невиконанні умови (9.3) значення $K_i > 1$ свідчить про порушення тієї або іншої вимоги нормативних документів, тобто характеризує ступінь перенавантаження.

У процесі виконання експертизи програма КАМИН виводить значення K_{max} - максимального (тобто, найнебезпечнішого) із виявлених значень K_i і вказує тип перевірки (наприклад, міцність, стійкість), за якої цей максимум реалізувався. Усі одержані в результаті перевірок значення коефіцієнтів K_i доступні для аналізу в діалоговому вікні **Діаграмма факторів** (рис. 9.20). Дані, наведені в діаграмі факторів, дозволяють проектувальнику прийняти правильне рішення про тип необхідної модифікації конструкції.

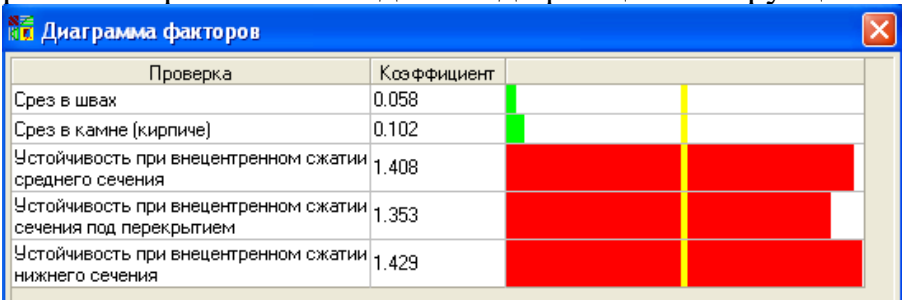


Рис. 9.20. Діаграмма факторів режиму „Зовнішня стіна”

Норми проектування будівельних конструкцій побудовані як система перевірок відомого конструктивного рішення, тобто, вони розв'язують задачу оцінки конструкцій, а не проблему її синтезу. Програма КАМИН призначена саме для оцінки (експертизи) кам'яних і армокам'яних конструкцій.


Аналіз несучої здатності перерізу

У програмі КАМИН є можливість дослідження несучої здатності поперечного перерізу (режим *Позацентрично стиснуті стовпи*). Активація функції **Кривые взаимодействия** дає можливість одержати графічне зображення ділянки несучої здатності для внутрішніх зусиль $N - M$, що діють у поперечному перерізі (рис. 9.21). Оскільки розглядають тільки стиснуті стовпи, то ділянка несучої здатності розташована у верхній півплощині ($N > 0$). Кожній точці цієї площини відповідає ексцентриситет e , який дорівнює відношенню M/N . Криві обмежують ділянку, всередині якої розташовуються точки з допустимими значеннями розглядуваних зусиль. Зусилля вважаються допустимими, коли $K_{max} \leq 1$.

Ділянку несучої здатності можна оперативно „обстежити” за допомогою курсору. Кожному положенню курсору відповідає певна пара числових значень поздовжньої сили і моменту (ексцентриситету), величини яких відображаються у відповідних полях. Одночасно виводиться і максимальне значення коефіцієнта використання обмежень, яке відповідає цим зусиллям, а також тип

перевірки, за якої він обчислений. Натисканням правої кнопки миші виводять повний перелік виконаних перевірок і значень факторів для того набору зусиль, які відповідають розташуванню курсору (рис. 9.22).

Поза ділянкою несучої здатності існують зони, у яких не можуть бути обчислені значення коефіцієнта K_{max} . Це пов'язано з тим, що в цих зонах величина ексцентриситету така, що в перерізі стовпа відсутня стиснута зона.

Якщо курсор розташований у точці зі значенням $K_{max} > 1$, з'являється попереджувальний сигнал .

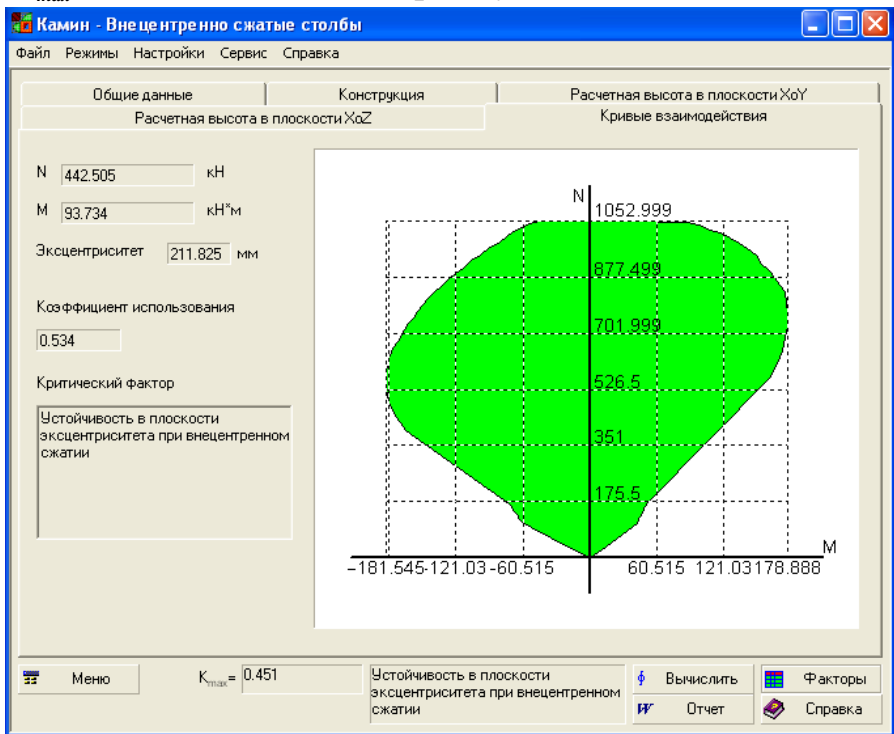


Рис. 9.21. Сторінка „Криві взаємодії” режиму „Позацентрово стиснуті стовпи”

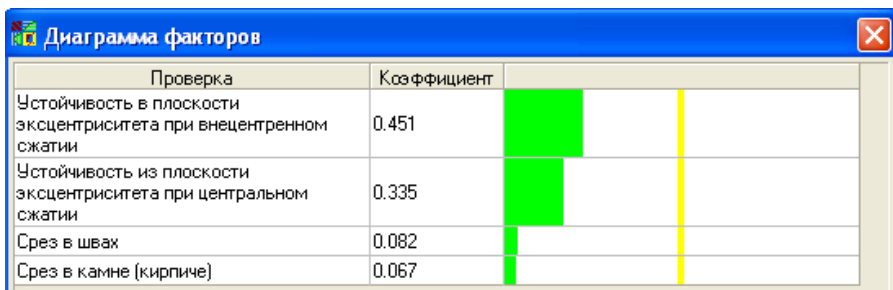


Рис. 9.22. Перелік виконаних перевірок і значень факторів для певного положення курсору

9.2.2. Режими роботи

При зверненні до програми першим з'являється головне вікно (рис. 9.23), у якому вибирають режим роботи. Режими можна умовно поділити на чотири групи, у трьох з яких — **Каменные конструкции, Армокаменные конструкции, Реконструируемые конструкции** виконується експертиза, а четверта є довідковою — **Справочная информация**. Детальний опис режимів поданий нижче.

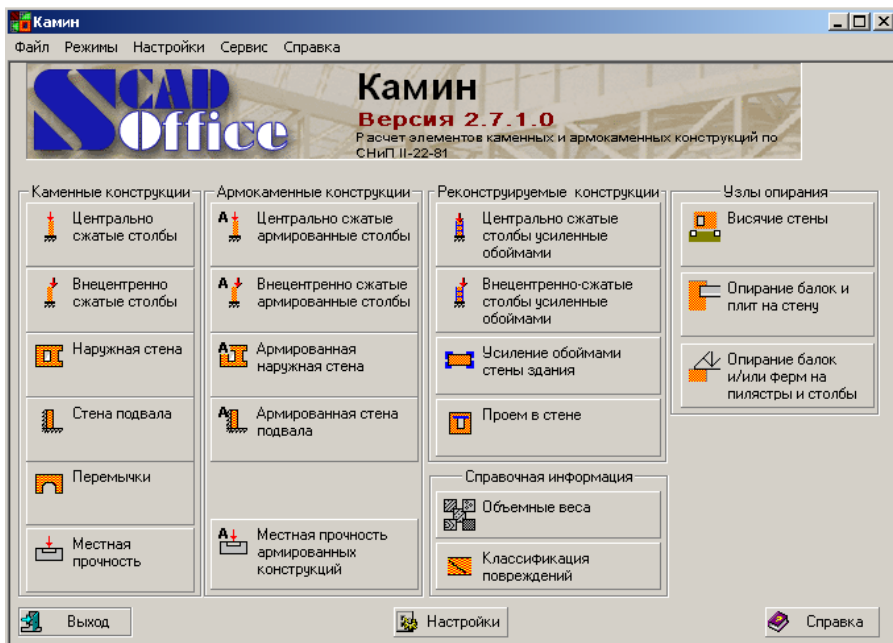


Рис. 9.23. Головне вікно програми КАМИН

9.2.3. Кам'яні конструкції

Центрально стиснуті стовпи

Режим призначений для перевірки міцності та стійкості центрально стиснутих стовпів, які стоять окремо або входять до складу будівлі. Реалізуються вимоги п. 4.1.

Стовпи прийняті постійного за висотою перерізу.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінка **Общие данные** містить дані про конструкції — коефіцієнт надійності за відповідальністю, вік кладки, термін служби, наявність

пошкоджень, а також дані про матеріали – камені та розчини.

Сторінка **Конструкція** (рис. 9.24) містить відомості про поперечні перерізи стовпа. Передбачені три типи поперечних перерізів — прямокутні, таврові та круглі. Тип перерізу вибирають відповідним маркером, після чого вводять розміри перерізу. Задають також висоту стовпа, значення поздовжньої сили та коефіцієнт тривалої її частини.

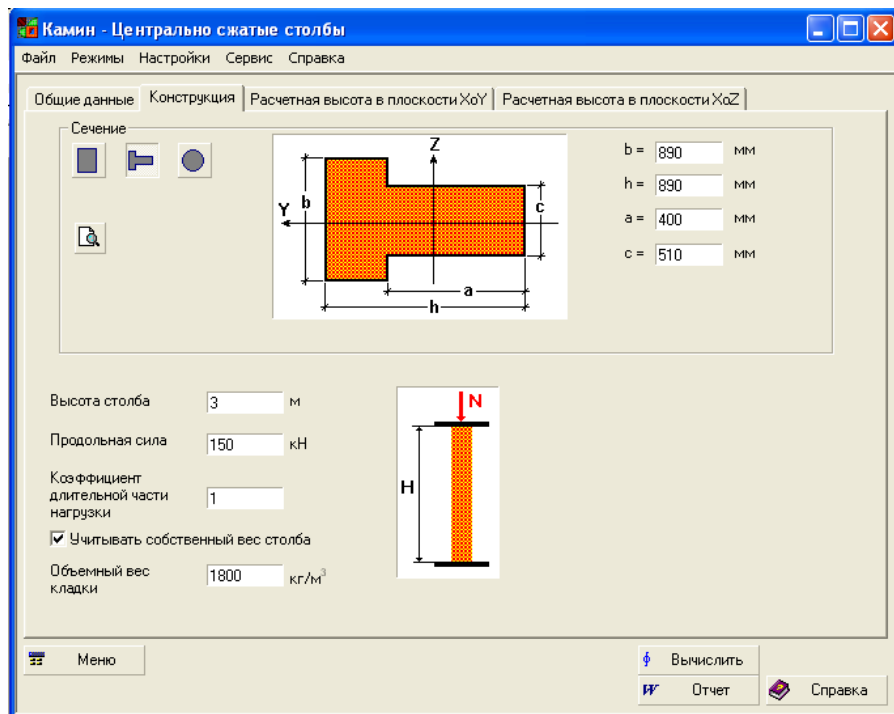

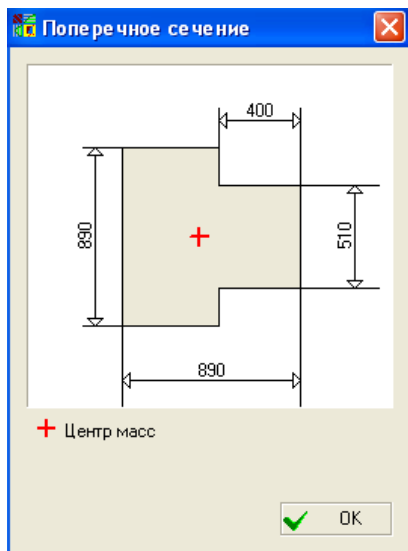


Рис. 9.24. Вікно режиму „Центрально стиснуті стовпи”, сторінка „Конструкція”

Контроль розмірів виконують у вікні **Поперечное сечение** (рис. 9.25), яке викликають натисненням кнопки , розташованої під маркерами із зображенням перерізів на сторінці **Конструкция** (рис. 9.24). У ньому відображають схему перерізу з розмірами та інформацією про розташування центра ваги.



При перевірці можливе автоматичне врахування власної ваги стовпа. Для цього треба активувати відповідний маркер і задати середню густину кладки. У цьому випадку вага стовпа додається до заданого навантаження.

На сторінці **Расчетные высоты** (точніше, на двох цілком однакових за структурою сторінках) задають коефіцієнти розрахункової висоти в обох головних площинах XOY і XOZ .

Рис. 9.25. Вікно „Поперечний переріз”, сторінка „Конструкція”

Коефіцієнти є множниками до геометричної висоти стовпа і визначаються згідно з вимогами п. 4.1.

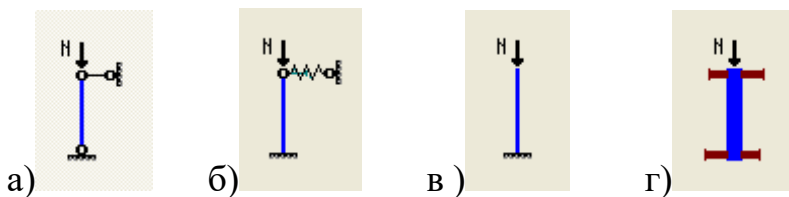


Рис. 9.26. Випадки закріплення стовпів відповідають зазначеним у [26] формам: а - п.4.3, а; б - п.4.3, б;
в - п.4.3, в; г - п.4.3, г

У випадку б) задають додаткову інформацію про тип будівлі (одно- або багатопрольотна). У випадку г) вказують тип перекриття (збірне, монолітне або дерев'яне) та відстань між поперечними жорсткими конструкціями. Після цього натискають на кнопку **Вычислить** і отримують значення коефіцієнта розрахункової висоти. Крім цього, користувач може самостійно задати потрібний коефіцієнт.

На сторінці **Повреждения** подають дані про вогневі та механічні пошкодження, які можуть бути враховані при експертизі елемента. Вогневі пошкодження ураховують по всьому периметру поперечного перерізу стовпа і припускають однаковими по всій висоті стовпа. Також однаковими по всій висоті стовпа припускають і механічні пошкодження кладки.

Позацентрово стиснуті стовпи

Режим призначений для перевірки міцності та стійкості позацентрово стиснутих стовпів, які стоять окремо або входять до складу будівлі. Позацентрове прикладання навантаження прийнято тільки в одній із головних площин поперечного перерізу стовпа. Реалізуються вимоги п. 4.2. Стовпи прийняті


постійного за висотою поперечного перерізу. Реалізовані прямокутні, таврові та круглі поперечні перерізи.

Перевірки стійкості стовпа виконують у площині дії моменту (ексцентриситету) та із площини дії моменту. У площині дії моменту перевірку виконують стільки разів, скільки перерізів перевіряють по висоті стержня, на якій епюра моментів має один знак. Із площини дії моменту перевірку виконують як для центрально стиснутого стержня.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінка **Общие данные** вміщує дані про конструкції та ідентична відповідній сторінці режиму **Центрально сжатые столбы**.

На сторінці **Конструкция** додатково зазначають, уздовж якої осі задають ексцентриситет прикладання навантаження, і величину ексцентриситету.

У вікні **Поперечное сечение**, яке з'являється після натискання кнопки , виводиться інформація про розташування центра ваги перерізу, ексцентриситет прикладання навантаження та межу стиснутої зони.

На сторінці **Кривые взаимодействия** програма будує криві, що обмежують ділянку несучої здатності позацентрово стиснутого стовпа при дії на нього поздовжньої сили та моменту (див. рис. 9.21).

Зовнішня стіна

Виконують експертизу поздовжньої зовнішньої стіни будівлі у межах висоти поверху. Стіна може мати

прорізи. Фрагмент стіни за довжиною задається таким, щоб були визначені прорізи та простінки. Довжина фрагмента (а далі й обстежуваного елемента) залежить від наявності прорізів. Якщо прорізів немає, то розглядають один метр по довжині стіни. Прорізи, як і простінки, припускаються однаковими по довжині стіни. За наявності прорізів розглядають ділянку, яка дорівнює ширині простінки.

Основною є перевірка на стійкість при позацентровому стиску з площини стіни. Виконують супутні перевірки (розтяг, якщо це необхідно, зріз). Реалізують вимоги п. 4.2 та розділу 6. Стіну в межах поверху розглядають як прольот нерозрізної балки. Стійкість у площині стіни вважають забезпеченою (навіть за наявності прорізів) і не перевіряють. Для простінків виконують додаткову перевірку за стійкістю у площині стіни як центрально стиснутих.

Обстежувані перерізи:

- ✓ у верхній частині стіни безпосередньо під перекриттям;
- ✓ у середній частині стіни у місці найбільшого ексцентриситету;
- ✓ у нижній частині стіни при опиранні на нижнє перекриття або на фундамент.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінка **Общие данные** вміщує дані про конструкції та ідентична відповідній сторінці режиму **Центрально сжатые столбы**.

Сторінка **Конструкция** (рис. 9.27) містить відомості про стіну, її розміри, розміри прорізів і поперечні перерізи. Передбачені два типи поперечних перерізів — прямокутні та таврові (таврові тільки за наявності прорізів). Вибір виду поперечного перерізу виконують за допомогою маркерів із зображеннями перерізів.

Розрахункова висота призначається згідно з вимогами п. 4.1. Стіни мають защемлені опорні перерізи.

Обчислені коефіцієнти поздовжнього згину приймають постійними по всій висоті стіни.

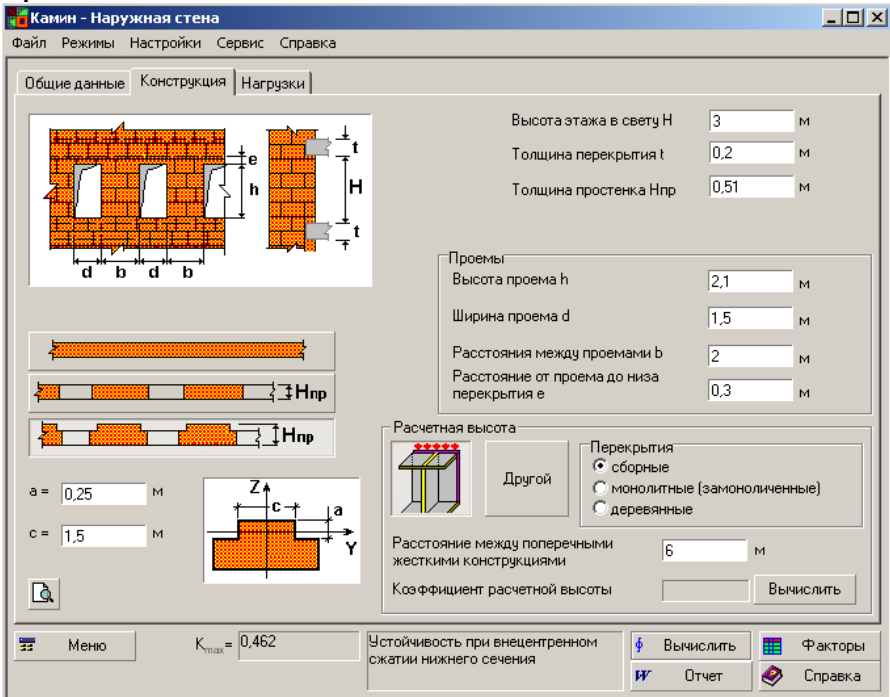


Рис. 9.27. Вікно режиму „Зовнішня стіна”, сторінка „Конструкция”

Сторінка **Нагрузки**. Стіну перевіряють на дію таких навантажень:

- ✓ вітрового, нормального до поверхні стіни;
- ✓ від розташованих вище поверхів, прикладеного до верху стіни або до простінка центрально;
- ✓ від перекриття, безпосередньо опертого на стіну, прикладеного у загальному випадку позацентрово;
- ✓ власної ваги стіни.

Власну вагу стіни враховують завжди.

Сторінка **Повреждения** ідентична відповідній сторінці режиму **Центрально сжатые столбы**. Вогневі пошкодження можливі лише з внутрішнього боку стіни.

Стіна підвалу

Виконують експертизу стіни підвалу будівлі в межах висоти підвального поверху. Припускають, що стіна підвалу не має прорізів і є шарнірно опертою на фундамент і перекриття над підвалом, поперечний переріз — прямокутний.

Основною є перевірка за стійкістю при позацентровому стиску з площини стіни. Виконують супутні перевірки (розтяг, якщо це необхідно, зріз). Реалізуються вимоги пп. 4.1, 4.2 та розділу 6. Стійкість у площині стіни вважають забезпеченою і не перевіряють. Випадковий ексцентриситет враховують тільки для навантажень від розташованої вище стіни.

Обстежувані перерізи:

- ✓ у верхній частині стіни безпосередньо під перекриттям як позацентрово стиснутого елемента;
- ✓ у середній частині стіни у місці найбільшого ексцентриситету як позацентрово стиснутого елемента;
- ✓ у нижній частині стіни при опиранні на фундамент як центрально стиснутого елемента.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна. Сторінка **Общие данные** містить дані про конструкції та ідентична відповідній сторінці режиму **Центрально сжатые столбы**.

Сторінка **Конструкция и нагрузки** (рис. 9.28) містить відомості про стіну, її розміри та поперечний переріз. Ділянки стіни мають однакову глибину закладання.

Враховують навантаження від:

- ✓ ваги стіни підвалу;
- ✓ розташованих вище поверхів;
- ✓ перекриття над підвалом;
- ✓ бічного тиску ґрунту;
- ✓ навантаження на землі поблизу підвалу (припускають, що планувальна відмітка збігається із верхом стіни підвалу).

Сторінка **Повреждения** ідентична відповідній сторінці попередніх режимів. Вогневі пошкодження можливі лише із внутрішньої сторони стіни.

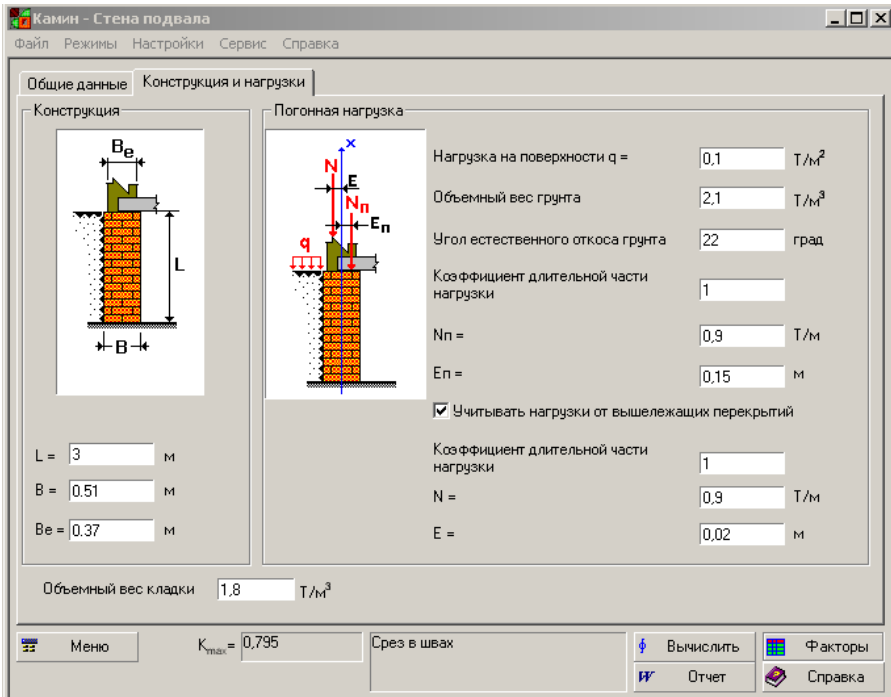


Рис. 9.28. Вікно режиму „Стіна підвалу”, сторінка „Конструкція і навантаження”

Перемички

У цьому режимі виконують експертизу кам'яних (рядових, клинчастих, аркових – див. рис. 8.8) і залізобетонних перемичок. Усі перемички мають прямокутний поперечний переріз. Перемички можуть перекивати середній або крайній проріз. Кожна з кам'яних перемичок може мати стягель.

Основну перевірку для кам'яних перемичок становить перевірка за стійкістю при позацентровому стиску у площині стіни. Перемичку розглядають як частково зацмлену в простінках, при цьому коефіцієнт розрахункової довжини приймають 0,67.

Стійкість перемички із площини стіни вважають забезпеченою. Реалізуються вимоги пп.4.2, 8.7. У випадку, коли перемичка перекидає крайній проріз і відсутній стягель, додатково виконують перевірку крайнього простінка на зріз (за розчином і за каменем) від дії розпору у перемичці (п. 4.5).


Вважають, що кам'яна перемичка та простінок виконані з кладки з однаковими характеристиками. За наявності стягеля перевіряють його міцність за п.5.1 СНиП II-23-81*.

Для залізобетонної перемички виконують міцнісні перевірки згідно з вимогами СНиП 2.03.01-84*[25].

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінка **Общие данные** містить дані про конструкції і подібна до відповідної сторінки режиму **Центрально сжатые столбы**. Відмінності полягають у тому, що:

- ✓ потрібна інформація про час будівництва;
- ✓ зі списку каменів виключені природні камені низької міцності та рваний бут;
- ✓ застосовують розчини марки 25 і вище.

На сторінці **Конструкция** (рис. 9.29) призначають дані про конструкцію перемички. Якщо перемичка має стягель, для нього задають марку сталі та площу поперечного перерізу. Кнопка  дозволяє одержати значення площі стягеля для випадків, коли перемичка виконана з арматурних стержнів або прокатних кутиків.

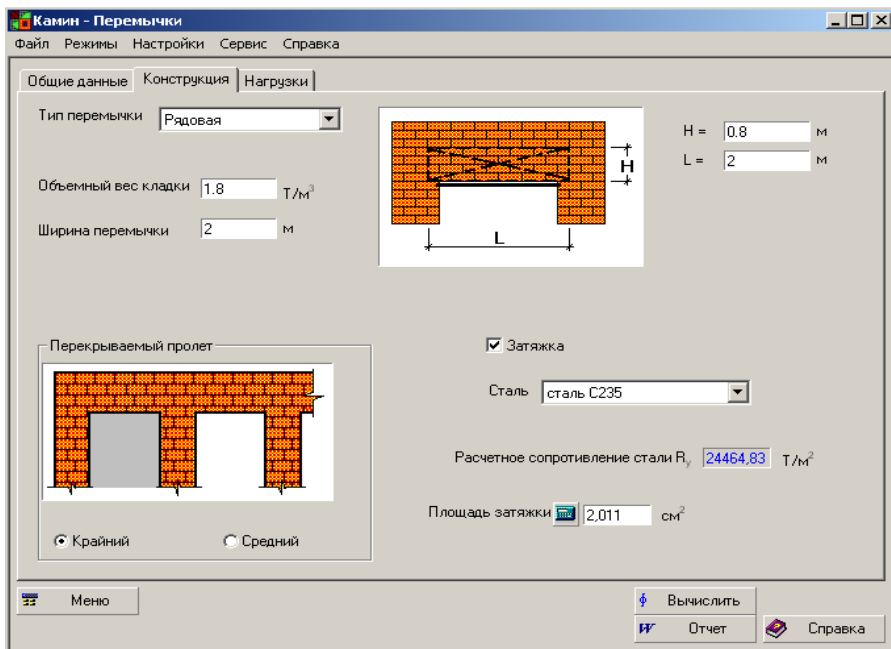


Рис. 9.29. Вікно режиму „Переми́чки”, сторінка „Конструкция”

У випадку, коли перемичка перекриває крайній проліт і відсутній стягель, необхідно перевірити міцність простінка, для чого слід задати його площу та значення додаткового навантаження, незалежного від навантаження, яке передає перемичка.

На сторінці **Нагрузки** задають навантаження на перемичку, які припадають від перекриття розташованого вище поверху, та висоту прикладання цих навантажень.

Можливі навантаження двох видів:

- рівномірно розподілене по всьому прольоту перемички;

- система вертикальних зосереджених сил, кожна з яких характеризується величиною, напрямком, прив'язкою до лівої опори.

Місцева міцність

У режимі **Местная прочность** виконують експертизу місцевої міцності у перерізах, де прикладені зосереджені навантаження (від опирання балок, прогонів та ін. елементів) на стіни та стовпи. Реалізуються вимоги п. 4.3. За одночасної дії місцевого та основного навантажень міцність перерізу не перевіряють. Розподіл тиску в місцях прикладання навантажень прийнято рівномірним по всій площі навантаження.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінка **Общие данные** вміщує дані про конструкції та ідентична відповідній сторінці режиму **Центрально сжатые столбы**.

На сторінці **Схема нагружения** задають дані про величину місцевого навантаження та схему його прикладання згідно з рис. 4.7.

На сторінці **Повреждения** наводять дані про механічні пошкодження, які можуть бути враховані при експертизі місцевої міцності. Механічні пошкодження кладки вважають однаковими по всьому об'єму обстежуваної ділянки.

9.2.4. Армокам'яні конструкції

Наведені нижче відомості є спільними обмеженнями реалізації, прийнятими при розробці програми КАМИН, і відносяться до всіх режимів групи армокам'яних конструкцій. Розглядають елементи лише із поперечним сітковим армуванням. Армування виконують прямокутними сітками або сітками типу "зигзаг", які вкладають у двох суміжних швах кладки. Для армування використовують арматуру класів А240С (А-І), Вр-І.

Обмеження за діаметрами арматури:

- ✓ для прямокутних сіток – від 3 до 6 мм;
- ✓ для сіток типу „зигзаг” – від 3 до 8 мм.

Обмеження за кроком стержнів у сітках:

- ✓ для прямокутних сіток – від 30 до 120 мм;
- ✓ для сіток типу „зигзаг” – від 30 до 120 мм.

Крок і діаметри стержнів однакові в обох напрямках. Мінімальний відсоток армування – 0,1%, максимальний – 1%. У разі, коли відсоток армування менший за мінімальний, розрахунок не може бути виконаний. Якщо відсоток армування більший за максимальний, перевірка армованої кладки буде виконана при максимальному відсотку армування. В обох випадках користувач одержує відповідні повідомлення.

Обмеження за матеріалами:

- ✓ не застосовують камені висотою понад 150 мм і бутові;
- ✓ застосовують розчини марки 25 і вище.

Міцність армованої кладки у процесі її зведення не перевіряють.

Експертизу позацентрово стиснутої армокам'яної конструкції не виконують у тому випадку, коли ексцентриситет перевищує половину відстані від центра ваги перерізу до зовнішнього краю стиснутої зони. Про це також повідомляють користувача.

Армовані центрально стиснуті стовпи

Режим призначений для перевірки міцності та стійкості армованих центрально стиснутих стовпів, які стоять окремо або входять до складу будівлі. Стовпи прийняті постійного за висотою поперечного перерізу. У базі режиму є прямокутні, таврові та круглі поперечні перерізи.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінки **Общие данные, Конструкция, Расчетные высоты, Повреждения** подібні до відповідних сторінок режиму **Центрально сжатые столбы**. На сторінці **Данные об армировании** задають дані про:

- тип сіток (прямокутні або "зигзаг");
- клас арматури;
- діаметр стержнів;
- крок стержнів у сітках;
- кількість рядів кладки між сітками.

Армовані позацентрово стиснуті стовпи

Режим призначений для перевірки міцності та стійкості армованих позацентрово стиснутих стовпів, які стоять окремо або входять до складу будівлі.

Позацентрове прикладання навантаження прийняте тільки в одній із головних площин поперечного перерізу стовпа. Стовпи прийняті постійного за висотою поперечного перерізу. Реалізовані прямокутні, таврові та круглі поперечні перерізи.

Перевірки стійкості стовпа виконують у площині дії моменту (ексцентриситету) та із площини дії моменту. У площині дії моменту перевірку виконують стільки разів, скільки перерізів перевіряють за висотою стержня, на якій еюра моментів має один знак. Із площини дії моменту перевірку виконують як для центрально стиснутого стержня.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

За побудовою і технологією використання режим схожий до вже описаних режимів **Армированные центрально сжатые столбы** та **Внецентренно сжатые столбы**.

Армована зовнішня стіна

Режим призначений для експертизи поздовжньої армованої зовнішньої стіни будівлі у межах висоти поверху. Стіна може мати прорізи. Задають фрагмент стіни за довжиною такий, щоб були визначені прорізи та простінки. Довжина фрагмента (а далі й обстежуваного елемента) залежить від наявності прорізів. Якщо прорізів немає, то розглядають один метр по довжині стіни. Прорізи приймають однаковими по довжині стіни (простінки також

однакові). За наявності прорізів розглядають ділянку, яка дорівнює ширині простінка.

Основною є перевірка за стійкістю при позацентровому стиску із площини стіни. Стіну в межах поверху розглядають як прольот нерозрізної балки. Стійкість у площині стіни вважають забезпеченою (навіть за наявності прорізів) і не перевіряють. Для простінків здійснюють додаткову перевірку за стійкістю у площині як центрально стиснутих.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінки **Общие данные, Конструкция, Расчетные высоты, Нагрузка, Повреждения** подібні до відповідних сторінок режиму **Центрально сжатые столбы**.

Армована стіна підвалу

Режим призначений для експертизи армованої стіни підвалу будівлі в межах висоти підвального поверху. Стіна підвалу не має прорізів. Розглядається один метр по довжині стіни, поперечний переріз — прямокутний.

Основною є перевірка за стійкістю при позацентровому стиску з площини стіни. Виконують супутні перевірки (розтяг і, якщо це необхідно, зріз). Стіну підвалу вважають шарнірно опертою на фундамент і перекриття над підвалом. Стійкість у площині стіни вважають забезпеченою і не

перевіряють. Випадковий ексцентриситет враховують тільки для навантажень від розташованої вище стіни.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінки **Общие данные** та **Повреждения** подібні до відповідних сторінок режиму **Центрально сжатые столбы**; сторінка **Конструкция и нагрузки** ідентична відповідній сторінці режиму **Стена подвала**; сторінка **Данные об армировании** ідентична відповідній сторінці режиму **Армированные центрально сжатые столбы**.

Місцева міцність армованих конструкцій

У цьому режимі виконують експертизу місцевої міцності у місцях передавання зосереджених навантажень (від опирання балок, прогонів та інших елементів) на армовані стіни та стовпи. Розподіл тиску в місцях передавання навантажень прийнятий рівномірним по всій площі передавання.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Усі вікна та робота з ними відповідають аналогічним вікнам режиму **Местная прочность** для неармованих конструкцій. Арматура показана тільки там, де вона мінімально необхідна — на розрахунковій площі перерізу, визначуваній за вказівками п. 4.3.

9.2.4. Реконструйовані конструкції

Режими цієї групи призначені для експертизи окремих конструктивних елементів кам'яних конструкцій, у тому числі пошкоджених, підсилених сталевими обоймами.

Пошкодження кам'яних конструкцій можуть бути механічної та вогневої природи. Врахування пошкоджень зводиться до зниження розрахункових опорів кладки та зменшення розмірів поперечних перерізів елементів. Механічні та вогневі пошкодження можуть одночасно мати місце в одному конструктивному елементі (за винятком випадків перевірки місцевої міцності, де враховують тільки механічні пошкодження). Вогневі пошкодження враховують тільки для стін, товщина яких не менша 380 мм, або для стовпів, найбільший розмір перерізу яких не менший 380 мм. У випадку, коли пошкодження не можуть бути враховані, користувача про це повідомляють. Сумарне максимальне зниження розрахункового опору від вогневих і механічних пошкоджень не повинно перевищувати 50%.

Центрально стиснуті стовпи, підсилені обоймами

Режим призначений для перевірки міцності та стійкості кам'яних центрально стиснутих стовпів, підсилених сталевими обоймами, які стоять окремо або входять до складу будівлі. Стовпи прийняті постійного за висотою поперечного перерізу. Реалізовані прямокутні та таврові поперечні перерізи. Підсилення

виконано з рівнополичкових вертикальних кутиків, які охоплюють кути стовпа, та горизонтальних смуг, що з'єднують кутики. Горизонтальні смуги (хомути) ненапружені. Зусилля, що діють на елемент, не передаються на елементи підсилення (обойму). Відстань між поперечними елементами підсилення за висотою не більша за найменший розмір підсилюваного елемента або за 500 мм, відстань між вертикальними елементами у плані не більша за дві товщини елемента або за 1000 мм.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінки **Общие данные, Конструкция, Расчетные высоты, Нагрузка, Повреждения** схожі до відповідних сторінок режиму **Центрально сжатые столбы**.

Сторінка **Усиление** (рис. 9.30) містить відомості про конструкції підсилення, клас сталі та дані із сортamentів для вертикальних кутиків. Вважають, що вертикальні та горизонтальні елементи підсилення виконані зі сталі одного класу.

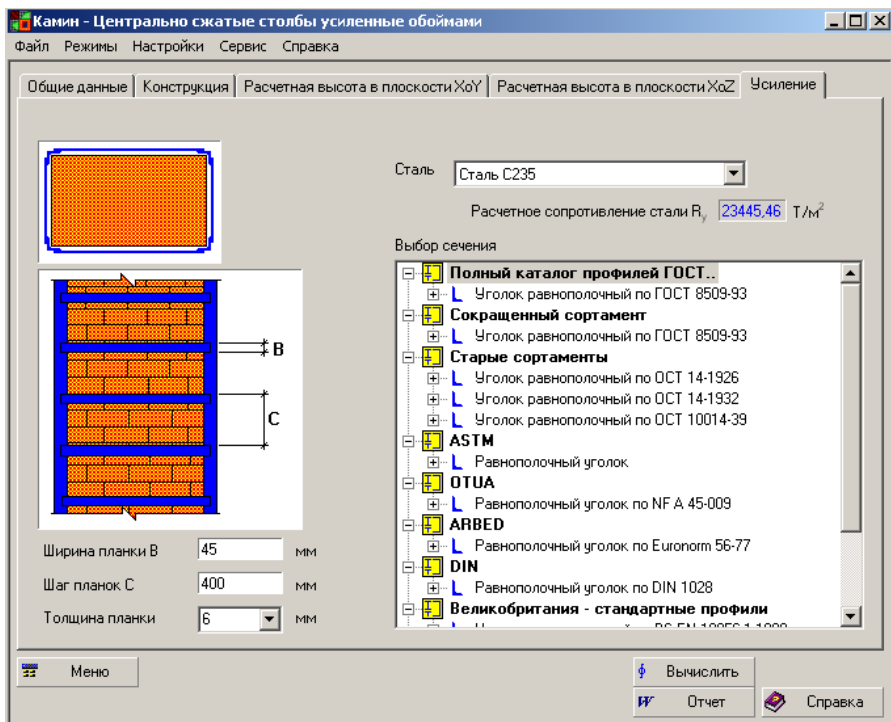


Рис. 9.30. Вікно режиму „Центрально стиснуті стовпи, підсилені обоями”, сторінка „Підсилення”

Позацентрово стиснуті стовпи, підсилені обоями

Режим призначений для перевірки міцності та стійкості кам'яних позацентрово стиснутих стовпів, підсилених сталевими обоями, які стоять окремо або входять до складу будівлі. Стовпи прийняті постійного за висотою поперечного перерізу. Реалізовані прямокутні та таврові поперечні перерізи. Підсилення виконано з рівнополічкових вертикальних кутиків, які охоплюють кути стовпа, та горизонтальних смуг, що

з'єднують кутики. Горизонтальні смуги (хомути) ненапружувані. Зусилля, що діють на елемент, не передаються на елементи підсилення (обойму). Відстань між поперечними елементами підсилення за висотою не більша від найменшого розміру підсилюваного елемента або за 500 мм, відстань між вертикальними елементами у плані не більша за дві товщини елемента або за 1000 мм.

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінки **Общие данные, Конструкция, Расчетные высоты, Нагрузка, Повреждения** подібні до відповідних сторінок режиму **Центрально сжатые столбы**.

Сторінка **Усиление** містить відомості про конструкції підсилення, клас сталі та дані із сортamentів для вертикальних кутиків. Вважають, що вертикальні та горизонтальні елементи підсилення виконані зі сталі одного класу.

Підсилення обіймами стіни будівлі

Режим призначений для експертизи поздовжньої стіни будівлі без прорізів у межах висоти поверху. Задають ділянку стіни, довжина якої спочатку не визначена. Користувач призначає довжину ділянки стіни, що буде підсилена обіймою. Поперечний переріз підсилюваної ділянки стіни прямокутний. Ділянку стіни підсилюють обіймою, що складається із вертикальних смуг, встановлених по краях підсилюваної ділянки стіни, та, за необхідності,

рівномірно по довжині підсилюваної ділянки. Додаткові вертикальні смуги встановлюють з умови, щоб відстань між вертикальними елементами підсилення не перевищувала одного метра або двох товщин стіни. Елементи підсилення ненапружуювані. Зусилля, що діють на стіну, не передаються на обойму. Поперечні елементи — планки, відстань між якими не повинна перевищувати 500 мм або товщину стіни.

Місця перетину поперечних (планок) і поздовжніх елементів підсилення пов'язуються між собою. Крім того, відповідні вузли, розташовані на протилежних поверхнях стіни, пов'язані між собою горизонтальними круглими конструктивними елементами, які проходять крізь товщу стіни. Ці конструктивні елементи при розрахунку не враховують.

Виконують перевірку за стійкістю підсиленої ділянки з площини стіни при позацентровому стиску.

Стіну в межах поверху розглядають як проліт нерозрізної балки. Стійкість підсиленої ділянки у площині стіни вважають забезпеченою і не перевіряють.

Обстежувані перерізи:

- ✓ у верхній частині стіни безпосередньо під перекриттям;
- ✓ у середній частині стіни у місці найбільшого ексцентриситету;
- ✓ у нижній частині стіни при опиранні на нижнє перекриття або на фундамент.

У кожному з перерізів виконують тільки одну перевірку за стійкістю підсиленої ділянки стіни (супутні перевірки — на розтяг, зріз — не виконують).

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

Сторінка **Общие данные** містить дані про конструкції та ідентична відповідній сторінці режиму **Центрально сжатые столбы**.

Сторінка **Конструкция** (рис. 9.31) вміщує відомості про підсилювану ділянку стіни та її розміри.

Розрахункову висоту призначають згідно вимог п. 4.1 (для конструкцій із частково защемленими опорними перерізами — з урахуванням фактичного ступеню защемлення, але не менше $l_0 = 0,8H$; при жорстких опорах і защемленні у стінах збірних залізобетонних перекриттів - $l_0 = 0,9H$, а при монолітних залізобетонних перекриттях, що опираються на стіни з чотирьох боків, — $l_0 = 0,8H$). Знайдені коефіцієнти поздовжнього згину приймають постійними по всій висоті ділянки стіни.

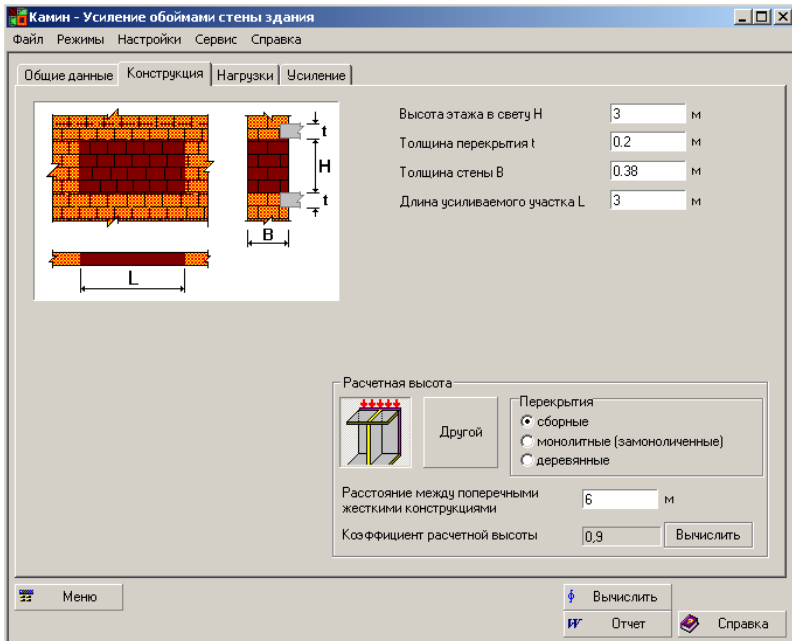


Рис. 9.31. Вікно режиму „Підсилення обоями стіни будівлі”, сторінка „Конструкція”

На сторінці **Нагрузка** виконують перевірку ділянки стіни на дію таких навантажень :

- ✓ вітрового, нормального до поверхні стіни;
- ✓ навантажень від розташованих вище поверхів, прикладених до верху стіни або простінка центрально;
- ✓ навантаження від перекриття, безпосередньо опертого на стіну, прикладеного у загальному випадку позацентрово;
- ✓ власної ваги стіни.

Прийнято, що всі навантаження задані своїми розрахунковими значеннями. Для навантажень від перекриттів задають їхні повні значення та тривалі

частини. Перевірки виконують на одне основне сполучення зусиль. Власну вагу стіни враховують завжди.

Сторінка **Усиление** містить відомості про конструкції підсилення (рис. 9.32) і марку сталі. Припускають, що вертикальні та горизонтальні елементи підсилення виконані зі сталі одного класу.

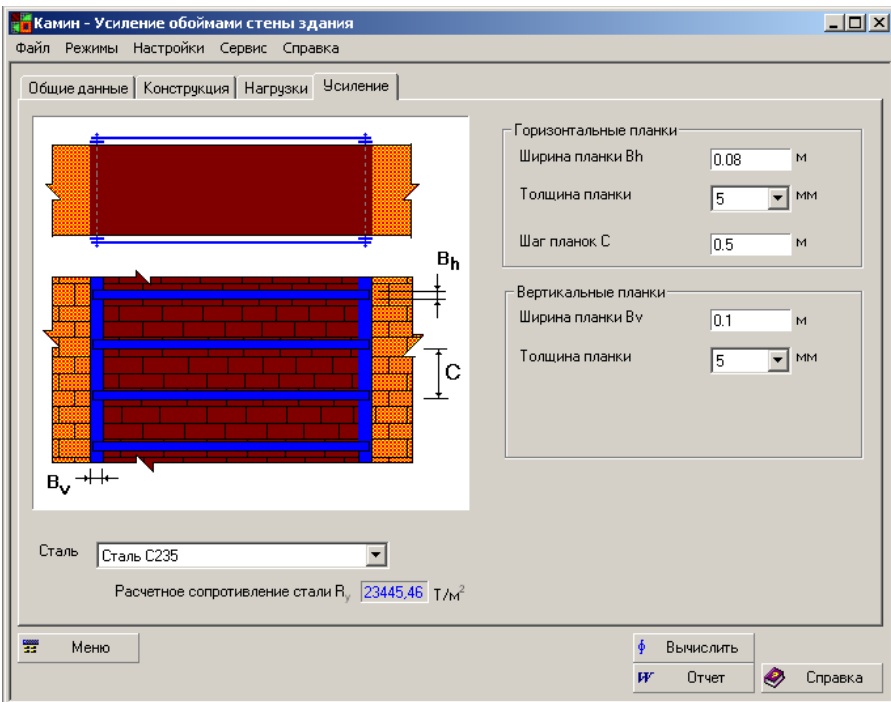


Рис. 9.32. Вікно режиму „Підсилення обоями стіни будівлі”, сторінка „Підсилення”

Проріз у стіні

Проріз проектують у суцільній існуючій цегляній стіні (рис. 9.33). Утворення прорізу не пов'язане зі зміною навантажень на стіну.

Нижня частина прорізу не визначена, оскільки не конкретизується: є проріз дверним або віконним. Припускають наявність перекриття, розташованого вище утворюваного прорізу. В окремих випадках проріз може бути утворений безпосередньо під самим перекриттям. Стіна, в якій утворюють проріз, може бути внутрішньою або зовнішньою. Стіна не має виступів, у ній можливі механічні та вогневі пошкодження.

Проріз перекривають сталеву перемичкою. Перемичку утворюють укладанням двох спарених кутиків (рівнополичкових або нерівнополичкових), двох спарених швелерів або одного двотавра з горизонтально розташованою стінкою. Решту частини кладки над прорізом розглядають як рядову перемичку. За достатньої висоти перемички перевіряють її міцність як рядової.

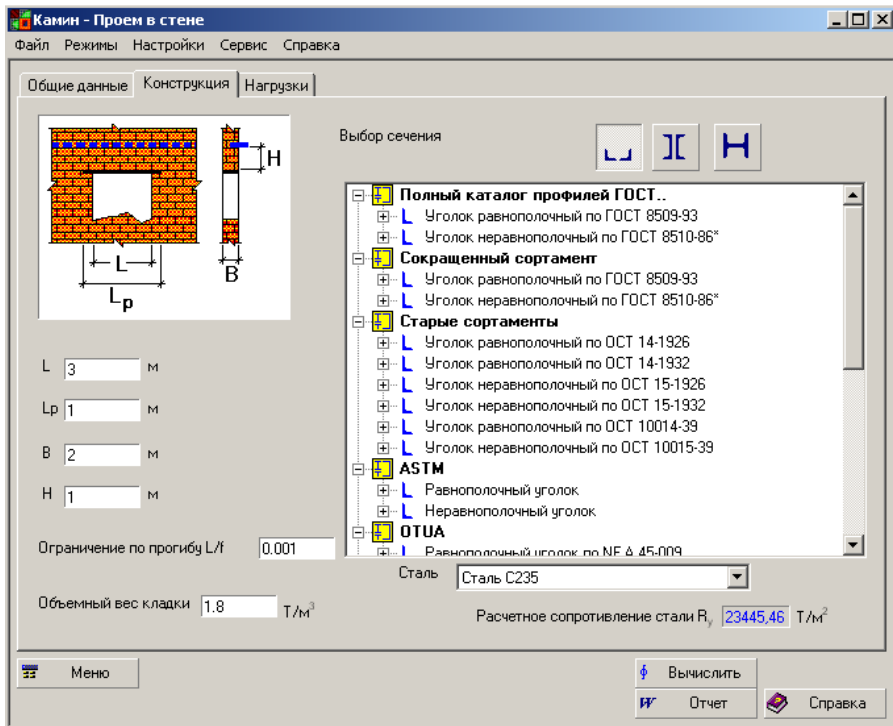


Рис. 9.33. Вікно режиму „Проріз у стіні”, сторінка „Конструкція”

Режим реалізований у вигляді багатосторінкового вікна.

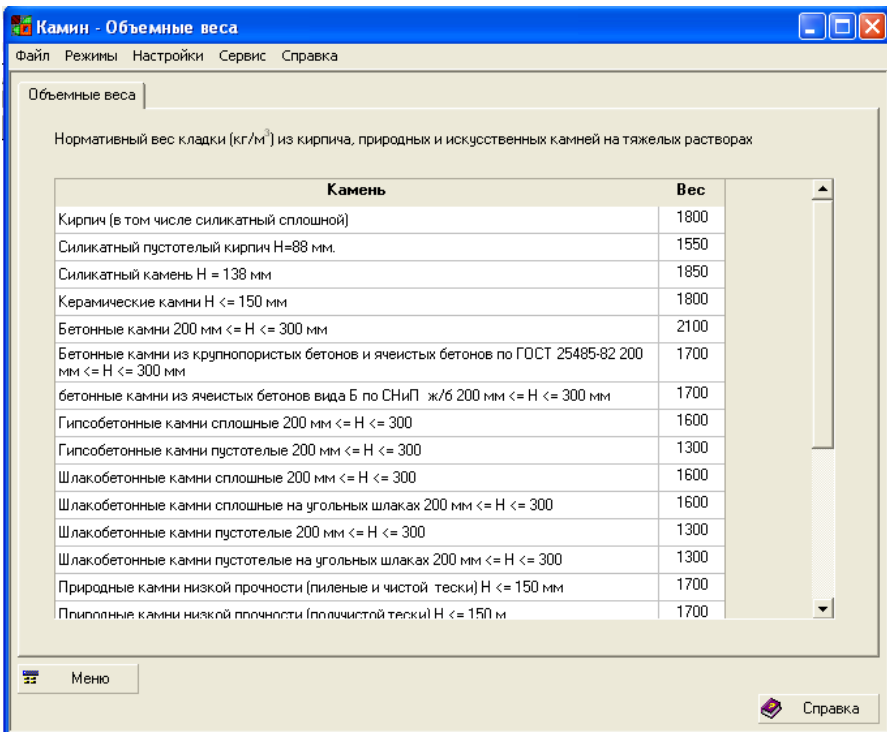
Сторінка **Общие данные** містить дані про конструкції.

Сторінка **Конструкция** (рис. 9.33) призначена для введення даних про проріз і сталеву перемичку. Тут задають розміри прорізу і вибирають конструкцію сталеві перемички, прокатні профілі та клас сталі для них. На сторінці **Нагрузка** вводять інформацію про навантаження.

9.2.5. Довідкова інформація

Об'ємна вага

Режим містить інформацію про середню густину кладки на важких розчинах із усіх використовуваних у програмі типів каменю, яку знаходять за допомогою вертикальної смуги прокрутки (рис. 9.34).



Нормативный вес кладки (кг/м³) из кирпича, природных и искусственных камней на тяжелых растворах

Камень	Вес
Кирпич (в том числе силикатный сплошной)	1800
Силикатный пустотелый кирпич Н=88 мм.	1550
Силикатный камень Н = 138 мм	1850
Керамические камни Н <= 150 мм	1800
Бетонные камни 200 мм <= Н <= 300 мм	2100
Бетонные камни из крупнопористых бетонов и ячеистых бетонов по ГОСТ 25485-82 200 мм <= Н <= 300 мм	1700
бетонные камни из ячеистых бетонов вида Б по СНиП ж/б 200 мм <= Н <= 300 мм	1700
Гипсобетонные камни сплошные 200 мм <= Н <= 300	1600
Гипсобетонные камни пустотелые 200 мм <= Н <= 300	1300
Шлакобетонные камни сплошные 200 мм <= Н <= 300	1600
Шлакобетонные камни сплошные на угольных шлаках 200 мм <= Н <= 300	1600
Шлакобетонные камни пустотелые 200 мм <= Н <= 300	1300
Шлакобетонные камни пустотелые на угольных шлаках 200 мм <= Н <= 300	1300
Природные камни низкой прочности (пиленые и чистой тески) Н <= 150 мм	1700
Припопные камни низкой прочности (полчиствый тески) Н <= 150 м	1700

Рис. 9.34. Вікно режиму „Об'ємна вага”

Класифікація пошкоджень

У цьому довідковому режимі отримують інформацію про коефіцієнти зниження несучої здатності кам'яних і армокам'яних конструкцій при різних механічних і вогневих пошкодженнях, а також

рекомендації із тимчасового підсилення згідно з рекомендаціями [21].

Для отримання того або іншого виду інформації вибирають відповідний пункт із наведеного списку, розташованого у верхній частині вікна (рис. 9.35).

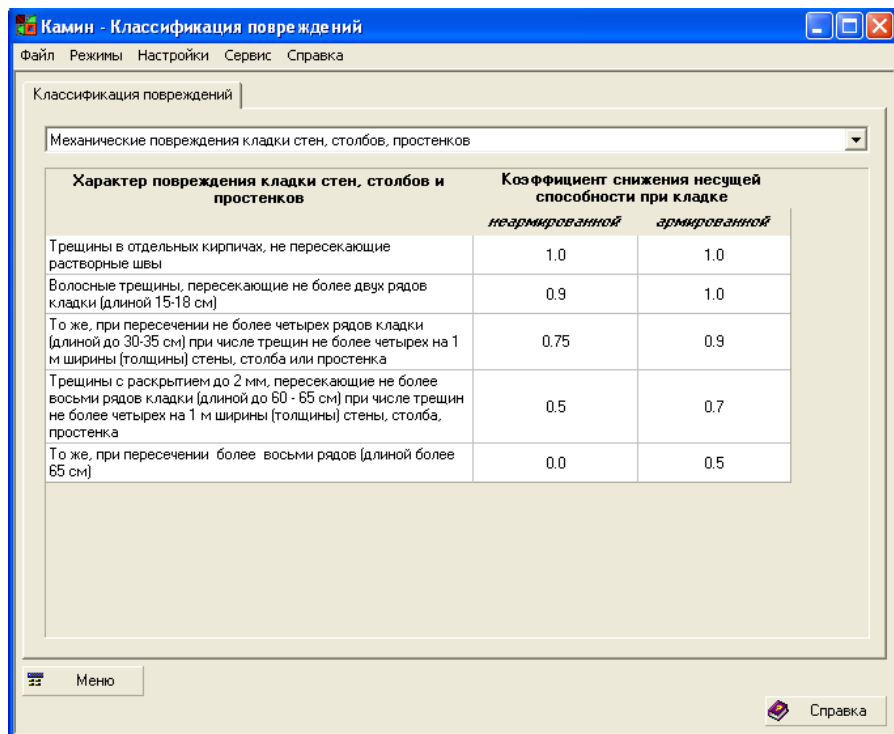


Рис. 9.35. Вікно режиму „Класифікація пошкоджень”

Контрольні запитання

1. Для чого призначена програма КАМИН?
2. Які основні режими має програма?
3. Які дані про конструкцію потрібно ввести на сторінці **Общие данные**?
4. Які дані про конструкцію потрібно ввести на сторінці **Конструкция**?
5. Які типи поперечних перерізів кам'яних конструкцій можна розглядати у програмі КАМИН?
6. Як побудувати ділянку несучої здатності позацентрово стиснутого стовпа при дії на нього поздовжньої сили та моменту?
7. Яка перевірка є основною при експертизі поздовжньої зовнішньої стіни будівлі?
8. Які перерізи обстежують при розрахунку зовнішньої стіни?
9. На дію яких навантажень перевіряють зовнішню стіну?
10. Які навантаження враховують при розрахунку стіни підвалу?
11. Експертизу яких типів перемичок можна виконати у режимі **Перемычки**?
12. Яка перевірка є основною для кам'яних перемичок?
13. Які додаткові дані задають у випадку наявності в конструкції перемички стягтя?
14. Яку експертизу можна реалізувати у режимі **Местная прочность**?

15. Які дані про армування вводять у режимах групи **Армокаменные конструкции**?
16. Назвіть режими групи **Реконструированные конструкции**.
17. Які відомості повинна містити сторінка **Усиление** режимів цієї групи?
18. Охарактеризуйте послідовність вводу даних для експертизи поздовжньої стіни при підсиленні її обіймами
19. Які дані потрібно задати на сторінці **Конструкция** у режимі **Проем в стене**?
20. Яку інформацію можна одержати у довідковому режимі **Классификация повреждений**?

9.3. Пакет прикладних програм NormCAD

Основним призначенням програм NormCAD є виконання розрахунків за нормативними документами та підготовка звітів за результатами цих розрахунків.

До основних переваг пакету варто віднести повну відповідність вітчизняним нормативним документам, яку можна контролювати шляхом аналізу як тексту звіту, так і електронних таблиць, що містять ці алгоритми (у переважній більшості інших програм такий контроль неможливий); отримання детальних звітів і можливість перевірки розрахунків. На відміну від традиційних програм, у яких, зазвичай, приховуються деталі виконання розрахунку та видаються лише його остаточні результати, NormCAD

дозволяє отримувати максимально детальні звіти, що містять дані про всі етапи розрахунку, коментарі та формули з обчисленнями. Це дозволяє проконтролювати виконання розрахунку та з більшою впевненістю приймати рішення. Нарешті, NormCAD дозволяє не лише перевіряти виконання вимог нормативних документів, але й знаходити найоптимальніший із усіх можливих варіантів.

Розрахунок виконують за допомогою книг електронних таблиць, що містять інформацію про алгоритми розрахунку за окремими пунктами нормативних документів, а також за допомогою завдань, які об'єднують розрахунок за кількома пунктами нормативного документа. Усі нормативні документи подані у вигляді ієрархічної структури, що дозволяє швидко знайти потрібний документ або його пункт (рис. 9.36).

Після виконання розрахунку автоматично створюється звіт, який детально описує усі виконані обчислення, наводить формули із підстановкою значень змінних, результати обчислень, вказує розмірності, наводить результати виконання або невиконання необхідних перевірок.

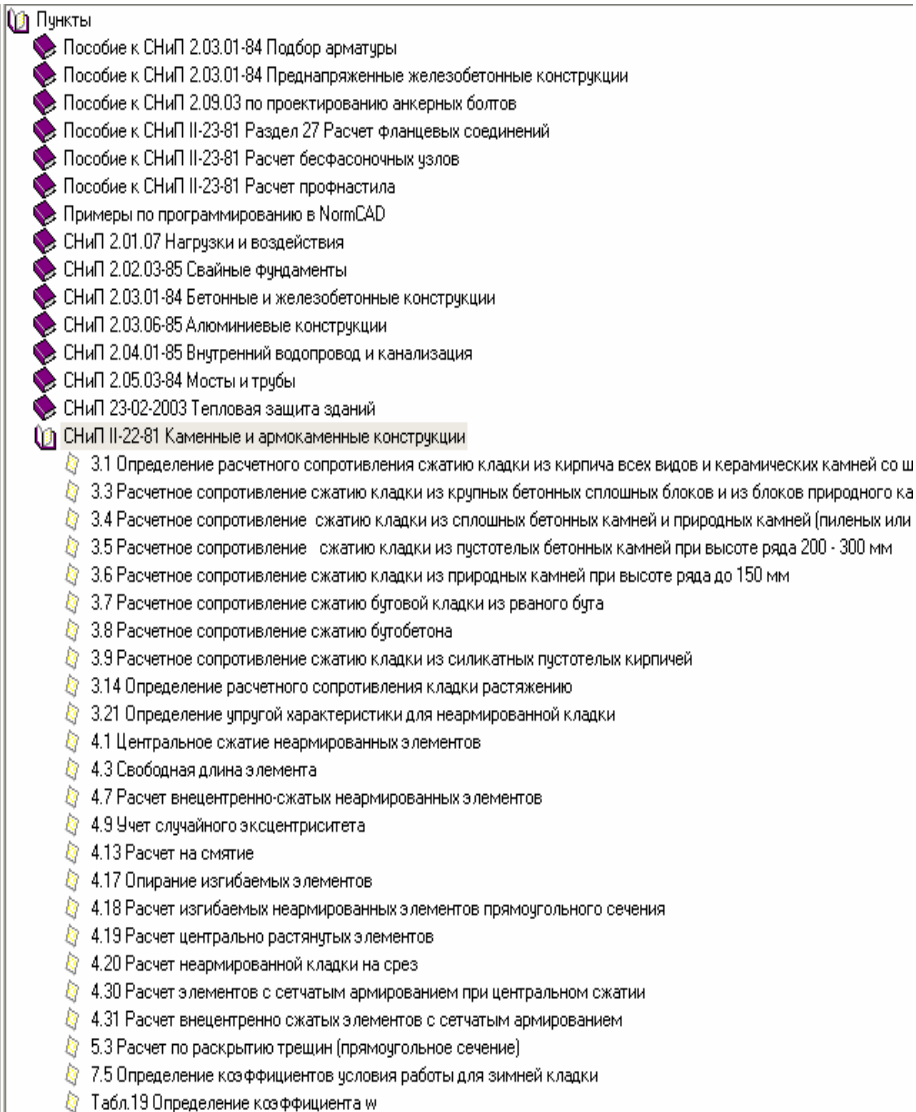


Рис. 9.36. Ієрархічна структура нормативних документів у програмі NormCAD

Етапи роботи у NormCAD

При запуску програми першим з'являється вікно **Менеджер NormCAD** (рис. 9.37), яке використовують для вибору дій на початку сеансу роботи, при створенні та відкритті нового документу, для реєстрації і отримання основних відомостей про роботу у програмі.

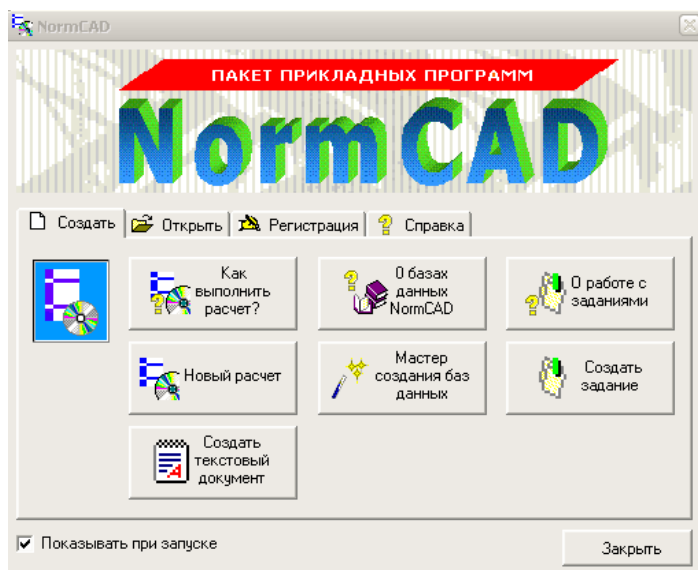


Рис. 9.37. Вікно „Менеджер NormCAD”

У цьому вікні користувач - початківець може натиснути на кнопку **Как выполнить расчет?** і отримати інструкцію із виконання розрахунку. Для цього у діалоговому вікні **Как выполнить расчет?** (рис. 9.38) натискають кнопку **Показать** і переглядають послідовність виконання операцій.

Основними *етапами* роботи з документом, у якому виконується розрахунок, є:

1. Створення документа для виконання розрахунку.
2. Введення і редагування даних.
3. Запуск розрахунку на виконання.
4. Аналіз результатів виконання розрахунку.
5. Підготовка звіту.

Пункти 2-4 (або 2-5) можна повторити до досягнення задовільних результатів розрахунку.

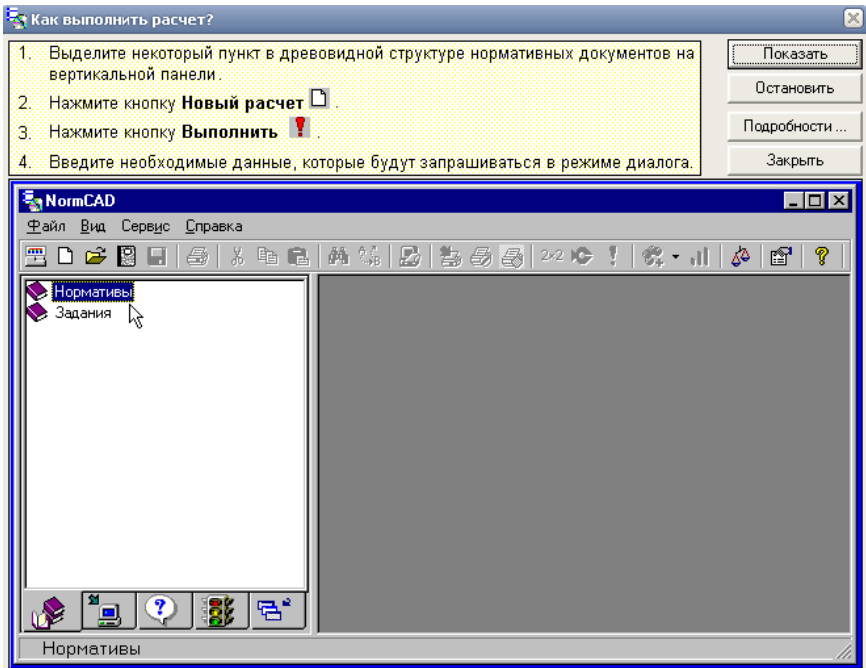


Рис. 9.38. Діалогове вікно „Як виконати розрахунок?“

Крім цього, автоматично створений звіт можна коригувати та форматовувати. У нього можна додавати

рисунки, таблиці, графіки, формули та інші об'єкти з інших додатків.


Етап 1. Створення документа

Для створення документа з виконання розрахунку обирають один зі способів:

- 1) за допомогою ієрархічної структури нормативних документів;
- 2) за допомогою діалогового вікна **Новый расчет**.

При створенні документа для розрахунку кам'яних і армокам'яних конструкцій *за допомогою ієрархічної структури нормативних документів* виконують такі дії:

а) виділяють потрібний пункт в ієрархічній структурі нормативних документів на панелі з вкладками (СНиП II-22.81), клацнувши по значку із зображенням книги (див. рис. 9.36). Далі вибирають пункт розрахунку – наприклад, п. 4.1 - центральний стиск неармованих елементів;

б) вибирають команду **Новый расчет** у меню **Файл** (кнопка  на панелі інструментів).

Примітки:

1. При створенні нового розрахунку програма автоматично заносить у нього дані з активного документа (якщо розрахунок виконують за тим же нормативним документом). За необхідності дані можуть бути легко відредаговані. Це дозволяє не вводити заново всі дані до нового розрахунку.

2. Якщо немає активного документа, створеного для виконання розрахунків за необхідним нормативним документом, у новий розрахунок програма автоматично заносить дані, що зберігаються за замовчуванням.

При створенні документа за допомогою діалогового вікна **Новый расчет** вибирають однойменну команду в меню **Файл**, у діалоговому вікні **Новый расчет** (рис. 9.39) вибирають нормативний документ для розрахунку (СНиП II-22.81) і потрібний пункт (наприклад, розрахунок позацентрово-стиснутої армованої кладки прямокутного перерізу).

На відміну від першого способу створення документа, при якому дані переносять у новий документ автоматично, у діалоговому вікні **Новый расчет** це можна зробити явно, обравши перемикачі:

- *Без данных* - для створення документа без даних.
- *Данные по умолчанию* - для створення документа з даними за замовчуванням.
- *Данные из активного документа* (з указанням імені цього документа) - для створення документа з даними із активного документа.

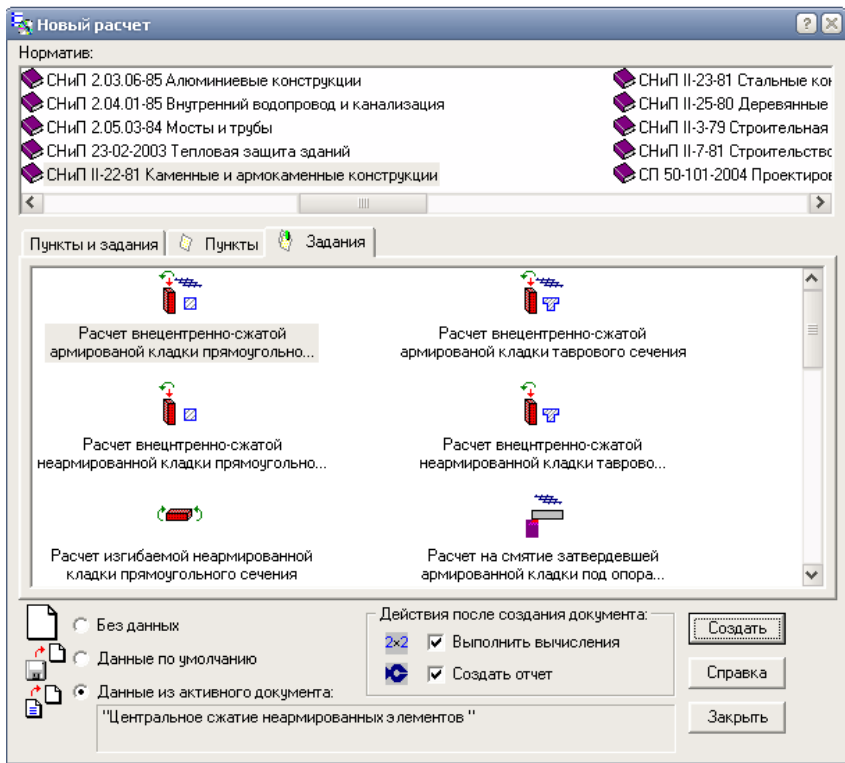


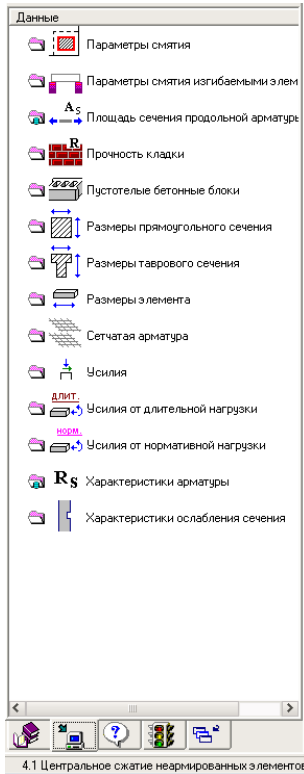
Рис. 9.39. Діалогове вікно „Новий розрахунок”


У цьому вікні задають також дії, що виконуватимуться автоматично одразу після створення документа, встановивши галочки біля пунктів:

- *Выполнить вычисления* (обчислення можуть виконувати-ся за відсутності всіх або частини потрібних вихідних даних, решту даних буде запропоновано ввести по ходу виконання розрахунку);

- *Создать отчет* - для створення звіту за проведеними обчисленнями.

Етап 2. Введення і редагування даних



Для введення даних клацають двічі лівою кнопкою миші на потрібній групі даних у вкладці **Данные** на панелі з вкладками (кнопка , після цього вибирають необхідну групу даних). У діалоговому вікні, що з'явилося, вводять або редагують дані.

Є два типи діалогових вікон:

- ті, що використовують для введення даних текстові поля;
- довідники, що використовують для введення даних спадючі списки, з яких вибирають потрібні значення.

Примітка. Необхідно стежити за тим, щоб одиниці вимірювання даних відповідали вказаним праворуч від текстових полів.

Рис. 9.40. Вкладка „Дані”

Видалення даних

Необхідність у видаленні даних виникає найчастіше на початку роботи з документом, коли дані перенесені у нього з іншого документа або задані за замовчуванням.

Для видалення даних вибирають команду **Удалить значения** у меню **Данные** або натискають кнопку **Удаление данных** на панелі інструментів. У діалоговому вікні (рис. 9.41) вибирають необхідні групи даних і натискають кнопку **Удалить** для видалення усіх значень для відмічених груп даних або кнопку **Удалить все** для видалення усіх значень даних.

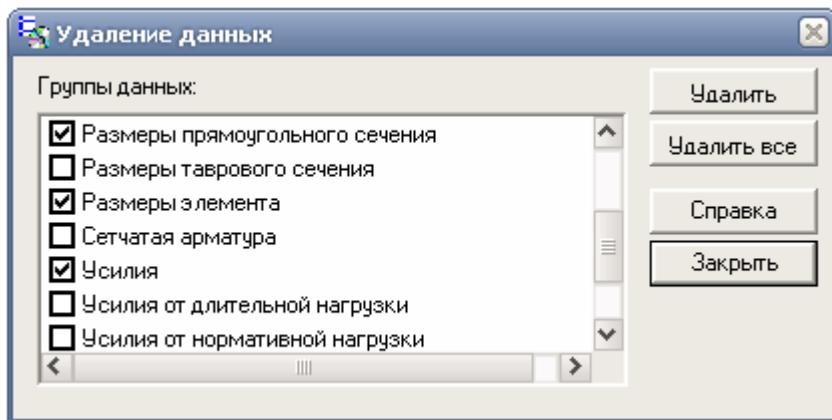


Рис. 9.41. Діалогове вікно „Видалення даних”

Етап 3. Запуск розрахунку на виконання

Для запуску розрахунку на виконання вибирають команду **Выполнить расчет** в меню **Операции** або натискають кнопку **2x2** на панелі інструментів.

Примітка.

Можливе виконання розрахунку за відсутності всіх або деяких даних на початку розрахунку. Необхідні дані запитуватимуться у режимі діалогу.

Введення даних у режимі діалогу


Після запуску розрахунку на виконання можливий запит даних або умов розрахунку у режимі діалогу.

Для продовження виконання розрахунку вводять запитувані значення даних у діалогові вікна, що з'являються на екрані (при цьому потрібно стежити за відповідністю одиниць вимірювання) або відзначають потрібний варіант умов розрахунку.

Етап 4. Аналіз результатів виконання розрахунків

У NormCAD є такі засоби для аналізу результатів розрахунку:

- індикатори результатів розрахунку на панелі з вкладками;
- діалогове вікно **Сравнение результатов**;
- аналіз результатів безпосередньо у тексті автоматично підготовленого звіту.

Для відображення результатів розрахунку на панелі з вкладками  клацають на значку із зображенням світлофора. Основні результати виконання розрахунків програма виводить у вигляді таблиці, де наведений відсоток виконання кожної умови та індикатори у вигляді значків, які показують успішність виконання відповідних перевірок. При клацанні на індикаторах програма виконує швидкий перехід до найважливіших місць розрахунку у звіті, де виконують перевірку цих умов (рис. 9.42).

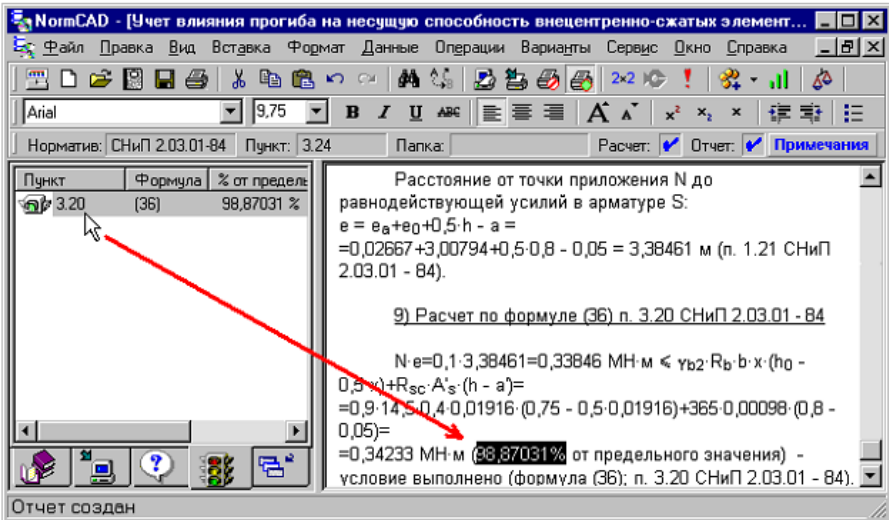


Рис. 9.42. Индикаторы результатов

Призначення діалогового вікна **Сравнение результатов** (рис. 9.43) полягає у порівнянні різних варіантів вихідних даних за деякою ознакою, наприклад, за погонною масою елементів конструкцій.



У діалогове вікно **Сравнение результатов** програма заносить варіанти, що задовольняють всім умовам, за якими виконували перевірки.

Для відображення результатів розрахунку у діалоговому вікні **Сравнение результатов** вибирають команду **Сравнение результатов** у меню **Вид**.

Время	Характеристика	Показатель	Значение	Папк
12:06:44	Гн.[]160x6	Погонная масса, кг/м	28,9	
12:04:52	Гн.[]180x7	Погонная масса, кг/м	37,8	
12:03:36	23Ш1	Погонная масса, кг/м	36,2	
12:02:11	23Ш1	Погонная масса, кг/м	36,2	

Рис. 9.43. Діалогове вікно „Порівняння результатів”

Етап 5. Підготовка звіту

Для підготовки звіту обирають команду **Создать отчет** у меню **Операции** (кнопка  на панелі інструментів). Операції виконання розрахунку та підготовки звіту можна виконати також однією командою **Выполнить** у меню **Операции** (кнопка  на панелі інструментів).

Примітки:

1. У процесі підготовки звіту та після його закінчення у стрічці стану з'являються відповідні повідомлення. Після закінчення підготовки звіту у графі **Отчет** панелі інструментів **Задачи** з'являється галочка **Расчет:** . Галочка знімається, коли необхідно сформулювати звіт заново - при зміні даних або після виконання обчислень командою **Выполнить расчет**.
2. При створенні звіту командою **Создать отчет** попередню версію звіту програма видаляє. Якщо потрібно використовувати попередню версію, то її можна зберегти у попередньому файлі перед виконанням команди **Создать отчет**.

Використання варіантів

Після виконання розрахунку за одним або кількома пунктами нормативного документа можна зробити висновок, що при заданих початкових даних

задовольняються або не задовольняються певні вимоги, що містяться у цих пунктах. Шляхом зміни початкових даних і проведення повторних розрахунків можна забезпечити виконання усіх необхідних вимог. При цьому виникає питання: наскільки оптимальним є отримане рішення?

Для отримання оптимального рішення у NormCAD можна розглянути декілька *варіантів* будь-якого виконаного розрахунку. Для кожного додаткового варіанту створюється окремий документ, у назві якого до назви основного документа автоматично додається номер варіанту (В – 1), (В – 2) тощо. Після цього можна змінити будь-які вихідні дані для кожного варіанту. Але при цьому зміни не повинні виходити за певні межі (наприклад, не змінюють навантажень при зміні перерізів), тому що тоді порівняння варіантів може бути недоцільним.

Використання варіантів дозволяє:

- виконувати операції з усіма варіантами однією командою;
- групувати у структурі використовуваних документів усі варіанти документа в одній папці, що спрощує перехід до потрібного документу;
- швидко отримувати графік порівняння результатів розрахунку для усіх варіантів;
- за графіком порівняння варіантів визначити оптимальний варіант і перейти до нього;
- скопіювати і використати у звіті отриманий графік порівняння варіантів.

Максимальна кількість варіантів для кожного документа – 16.

Використання завдань

Для виконання розрахунку за кількома пунктами нормативного документа використовують *завдання*.

Використання завдань дозволяє:

- об'єднувати в одному документі розрахунок за кількома пунктами нормативного документа;
- виконувати розрахунок із наперед заданими умовами;
- створювати завдання для найчастіше виконуваних розрахунків і зберігати їх для наступного використання.

Завдання можна використовувати для виконання розрахунків і створення звітів за тими ж правилами, які застосовують при виконанні аналогічних операцій із окремими пунктами нормативних документів.

Контрольні запитання

1. Для чого призначений пакет прикладних програм NormCAD?
2. Переваги NormCAD.
3. За якими нормативними документами виконують розрахунки у NormCAD?
4. Назвіть усі можливі види розрахунків кам'яних і армокам'яних конструкцій у NormCAD.
5. Для чого призначене діалогове вікно *Менеджер NormCAD* ?

6. Як отримати інструкцію з виконання розрахунку?
7. Які основні етапи роботи з документом, у якому виконують розрахунок?
8. Які дії виконують при створенні документа за допомогою ієрархічної структури нормативних документів?
9. Які дії виконують при створенні документа за допомогою діалогового вікна *Новый расчет* ?
10. Як виконують введення і редагування даних?
11. Коли виникає необхідність у видаленні даних і яку команду для цього використовують?
12. Якою командою одночасно можна викликати операції виконання розрахунку та підготовки звіту?
13. Які засоби для аналізу результатів виконання розрахунків є у NormCAD?
14. Як отримати оптимальне рішення у NormCAD?
15. Для чого використовують *завдання*?

Розділ 10

Приклади розрахунку кам'яних і армокам'яних конструкцій аналітичним способом

Приклад 10.1. На центрально навантажену колону перерізом 510×510 мм з глиняної цегли напівсухого формування марки М100 діє навантаження 300 кН. Розрахункова довжина колони 4,8 м. Підібрати марку мурувального розчину.

Розв'язок. Оскільки колона працює на центральний стиск, то необхідно скористатись формулою (4.1), де $m_g = 1$, оскільки $h > 300$ мм. У першому наближенні приймають $\varphi = 1$.

З формули (4.1) визначають опір кладки стику:

$$R = \frac{N}{m_g \varphi A} = \frac{300000}{1 \cdot 1 \cdot 0,51 \cdot 0,51} = 1,15 \text{ МПа} \quad .$$

Скориставшись даними таблиці 2.2, для $R = 1,15$ МПа і марки цегли М100 підбирають розчин марки 25, для такої кладки $R = 1,3$ МПа. Уточнюють значення коефіцієнта φ , для чого визначають за таблицею 2.16 пружну характеристику кладки $\alpha = 500$ і характеристику гнучкості $\lambda_h = l_o / h = 4,8 / 0,51 = 9,4$. За цими значеннями знаходять $\varphi = 0,814$ (табл. 4.1). Дані підставляють у формулу (4.1), отримують:

$$N_u = m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,814 \cdot 1,3 \cdot 0,51 \cdot 0,51 = 275 \text{ кН}.$$

Отже, колона може сприйняти навантаження 275 кН, у даному випадку діє сила 300 кН, тому необхідно підвищити марку розчину. Приймають марку розчину 50, тоді за табл. 2.2 $R = 1,5$ МПа; підставивши усі значення у формулу (4.1) отримують

$$N_u = m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,814 \cdot 1,5 \cdot 0,51 \cdot 0,51 = 317,6 \text{ кН} > 300 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність забезпечена, оскільки діюче навантаження 300 кН є меншим за розраховане, яке становить 317,6 кН.

Приклад 10.2. Визначити розміри центрально навантаженої цегляної колони, що підтримує перекриття. Матеріали – цегла пластичного пресування М150, розчин М75, висота колони 4,0 м, діюче навантаження становить 700 кН.

Розв'язок. Розрахунок колони виконують за формулою (4.1).

Виходячи із заданих марок цегли і розчину, знаходять розрахунковий опір кладки стиску $R = 2,0 \text{ МПа}$ (табл. 2.2), пружна характеристика кладки $\alpha = 1000$ (табл. 2.16). Розрахункова висота колони $4,0 \text{ м}$.

У першому наближенні задають поперечний переріз колони $640 \times 640 \text{ мм}$. Тоді характеристика гнучкості колони становитиме

$$\lambda_h = l_0 / h = 4,0 / 0,64 = 6,25.$$

За табл. 4.1 знаходять коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,96$. Скориставшись формулою (4.1), визначають необхідну площу поперечного перерізу елемента:

$$A \geq \frac{N}{m_g \varphi R} = \frac{700 \cdot 1000}{1 \cdot 0,96 \cdot 2 \cdot 10^6} = 0,364 \text{ м}^2.$$

Висота перерізу $a = \sqrt{A} = 0,6 \text{ м}$, отже прийнятий переріз колони є достатнім, оскільки прийняте значення $a = 640 \text{ мм}$ є більшим від розрахованого $a = 600 \text{ мм}$.

Приклад 10.3. На центрально стиснутий простінок перерізом $250 \times 1030 \text{ мм}$ із глиняної цегли пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 діє розрахункове навантаження: повне 220 кН, тривале 200 кН. Висота простінка 2,85 м. Перевірити несучу здатність.

Розв'язок. Несучу здатність при центральному стиску перевіряють за формулою (4.1).

Опір кладки стиску з табл. 2.2 $R = 1,1 \text{ МПа}$, пружна характеристика кладки $\alpha = 1000$ (табл. 2.16). Характеристика гнучкості простінка

$$\lambda_h = l_0 / h = 2,85 / 0,25 = 11,4.$$

За таблицею 4.1 визначають $\varphi = 0,85$.

За формулою (4.2) визначають коефіцієнт:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} = 1 - 0,02 \frac{200}{220} = 0,98,$$

де $\eta = 0,02$ (з табл. 4.2).

Підставляють усі значення у формулу (4.1):

$$N_u = m_g \varphi R A = 0,98 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,25 \cdot 1,03 \cdot 10^6 = 239,95 \text{ кН}.$$

Оскільки $235,95 \text{ кН} > 220 \text{ кН}$, то несуча здатність простінка забезпечена.

Приклад 10.4. На цегляну стіну опирається залізобетонна балка (рис. 10.1). Марка цегли 75, марка розчину 25. Розрахункове місцеве навантаження 50 кН. Перевірити міцність кладки на місцевий стиск.

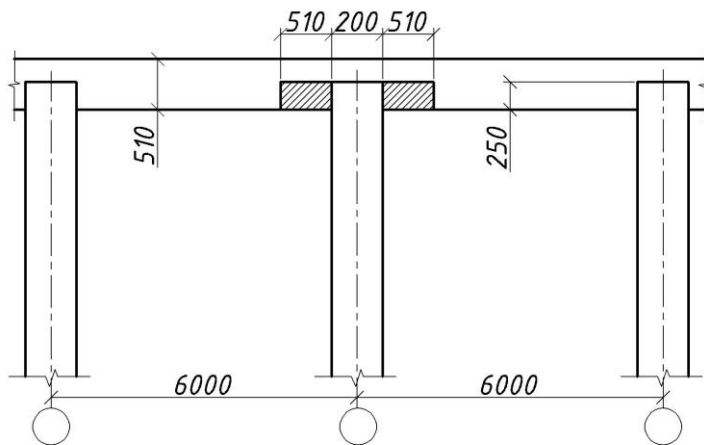


Рис.10.1. До прикладу 10.4. Робота кладки при місцевому стиску

Розв'язок. Несучу здатність при місцевому стиску перевіряють за формулою (4.15).

Для заданих матеріалів $\psi \cdot d = 0,75$. Площа опирання балки на стіну (рис. 10.1) становить $200 \times 250 = 50000 \text{ мм}^2$.

За формулами (4.13), (4.14) знаходять:

$$R_{loc} = R\sqrt[3]{A/A_{loc}} \leq \xi_1 R,$$

де $R = 1,1 \text{ МПа}$ (табл. 2.2) , а за табл. 4.4 знаходять $\xi_1 = 1$.

Площу A визначають за рис. 10.1 та 4.7, в1:

$$A = 510 \cdot 2 \cdot 250 + 200 \cdot 250 = 305000 \text{ мм}^2.$$

Опір кладки $R_{loc} = 1,1 \cdot \sqrt[3]{305000/50000} = 2,013 \text{ МПа}$,

але $\xi_1 R = 1 \cdot 1,1 = 1,1 \text{ МПа}$, тому прийнято $R_{loc} = 1,1 \text{ МПа}$.

За формулою (4.15) перевіряють несучу здатність кладки:

$$N_u = \psi d R_{loc} A_{loc} = 0,75 \cdot 1,1 \cdot 10^6 \cdot 0,05 = 41,25 \text{ кН}.$$

Несуча здатність кладки недостатня, оскільки $41,25 \text{ кН} < 50 \text{ кН}$.

Для забезпечення несучої здатності кладки стіни необхідно збільшити марку цегли та розчину. Приймають марку цегли 100, а розчину – 50, тоді за табл. 2.2 $R = 1,5 \text{ МПа}$ і, підставивши у формулу (4.15) усі значення, отримують:

$$N_u = \psi d R_{loc} A_{loc} = 0,75 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,05 = 56,25 \text{ кН} > 50 \text{ кН},$$

отже, міцність забезпечена.

Приклад 10.5. Розрахувати несучу здатність цегляної колони і при необхідності виконати сіткове армування, якщо відомо: поздовжнє центральне прикладене навантаження становить 1400 кН, у тому числі тривале – 1000 кН. Висота поверху 7,8 м, висота балки перекриття 300 мм, переріз колони 640×770мм; цегла пластичного пресування М200, розчин М75. Пропонується застосувати арматурні сітки з дроту $\varnothing 4$ Вр-І.

Розв'язок. За формулою (4.1) перевіряють несучу здатність неармованої колони.

Попередньо вибирають із таблиць усі необхідні значення: розрахунковий опір кладки стиску $R = 2,5 \text{ МПа}$ (табл. 2.2), $m_g = 1$, оскільки розміри перерізу більші за 300 мм.

Площа поперечного перерізу $A = 640 \cdot 770 = 492800 \text{ мм}^2$ або $A \approx 0,5 \text{ м}^2$.

Пружна характеристика кладки $\alpha = 1000$ (табл. 2.16).

Гнучкість елемента $\lambda_h = l_0 / h = (780 - 30) / 64 = 11,72$.

За цими даними знаходять коефіцієнт поздовжнього згину (табл. 4.1) $\varphi = 0,86$.

У формулу (4.1) підставляють усі значення:

$N_u = m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,86 \cdot 2,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 = 1075 \text{ кН} < 1400 \text{ кН}$,
отже, несуча здатність неармованої колони є недостатньою, тому її переріз необхідно підсилити армуванням.

Розрахунок кладки з сітковим армуванням при центральному стиску виконують за формулою (5.9).

Розрахунковий опір армованої кладки визначають за (5.5):

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 2,5 + \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 365 \cdot 0,6}{100} = 3,81 \text{ МПа},$$

де μ - відсоток армування, що становить $0,1...1,0\%$ (визначають за формулою (5.4) або приймають певне значення, наприклад, $0,3\%$);

R_s - розрахунковий опір арматури (табл. 5.2) з урахуванням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{cs} = 0,6$ (за табл. 2.15).

Для визначення φ потрібно знати пружну характеристику армованої кладки, яку визначають за формулою (5.12):

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}; R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}.$$

Нормативний опір для дроту $\varnothing 4$ Вр-I за табл. 5.2 становить

$$R_{sn} = 405 \cdot 0,6 = 243 \text{ МПа}.$$

$$R_u = kR; k = 2. \text{ Отже, } \alpha_{sk} = 1000 \frac{2 \cdot 2,5}{2 \cdot 2,5 + \frac{2 \cdot 243 \cdot 0,3}{100}} = 774, \text{ за}$$

табл. 4.1 знаходять $\varphi = 0,81$.

Підставивши у формулу (5.9) усі дані, отримують

$$N_u = m_g \varphi R_{sk} A = 1 \cdot 0,81 \cdot 3,81 \cdot 10^6 \cdot 0,5 = 1543 \text{ кН} > 1400 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність колони забезпечена.

Площа перерізу одного дроту $\varnothing 4$ Вр-I становить

$$A_{st} = \frac{\pi d^2}{4} = 12,57 \text{ мм}^2.$$

Розміри комірки сітки $c = 50 \text{ мм}$.

Виходячи із прийнятого відсотка армування $\mu = 0,3\%$, можна за формулою (5.2) встановити, з яким кроком розташовувати ці сітки:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cs} 100\% \Rightarrow s = \frac{2A_{st}}{\mu c} 100\% = \frac{2 \cdot 12,57}{0,3 \cdot 50} 100\% = 167,5 \text{ мм.}$$

Отже, сітки необхідно встановлювати через два ряди цегляної кладки, проте при цьому буде значна перевитрата арматури.

Можна перевірити міцність кладки при укладанні сіток через три ряди кладки, тоді $s = 197 \text{ мм}$ і, відповідно, $\mu = 0,255\%$:

$$R_{sk} = 2,5 + 2 \cdot 0,255 \cdot 219/100 = 3,62 \text{ МПа,}$$

пружна характеристика армованої кладки за формулою (5.12) становитиме

$$\alpha_{sk} = 1000 \frac{2 \cdot 2,5}{2 \cdot 2,5 + \frac{2 \cdot 243 \cdot 0,255}{100}} = 801;$$

за цим значенням за табл. 4.1 визначають $\varphi = 0,85$.

$$N_u = m_g \varphi R_{sk} A = 1 \cdot 0,85 \cdot 3,62 \cdot 0,5 = 1538,5 \text{ кН} > 1400 \text{ кН.}$$

Отже, несуча здатність армованої цегляної колони забезпечена.

Приклад 10.6. Перевірити міцність простінка у рівні першого поверху п'ятиповерхового житлового будинку з підвалом за такими даними: об'ємна вага кладки 18 кН/м^3 , висота поверху $3,0 \text{ м}$, ширина простінка 1800 мм , цегла М100, поперечні стіни розташовані на відстані $30,0 \text{ м}$; міжповерхове перекриття - по прогонах вкладені залізобетонні збірні плити. Місце будівництва – м. Луцьк.

Розв'язок. Вихідні дані для визначення навантажень на простінок наведені в таблиці 10.1 та на рис.10.2, 10.3.

У таблиці 10.1. характеристичні значення навантажень (графта 2) визначені з урахуванням товщини шару та об'ємної ваги матеріалу. Розрахункове значення навантаження (графта 4) визначене множенням характеристичного (графта 2) на коефіцієнт γ_{fm} (графта 3).

Таблиця 10.1

Розрахунок навантаження на покриття та перекриття

Найменування навантаження	Характеристичне значення, Па	γ_{fm}	Розрахункове значення, Па
1	2	3	4
Покриття			
Постійне навантаження:			
- шар гравію, втопленого в бітум	400	1,2	480,0
- гідроізоляційний килим	300	1,2	360,0
- теплоізоляція (керамзит)	400	1,2	480,0
- пароізоляція	50	1,2	60,0
- залізобетонний прогон	700	1,1	770,0
- залізобетонні плити покриття	2500	1,1	2750,0
Всього постійне навантаження	4350	-	4900,0
Змінне навантаження (снігове)	1240	1,14	1413,6
Перекриття			
Постійне навантаження:			
- вага перегородок	750	1,1	825,0
- паркет	150	1,2	180,0
- бітумна стяжка	100	1,2	120,0
- звукоізоляційна плита	80	1,2	96,0
- прогон	700	1,1	770,0
- залізобетонна плита перекриття	2500	1,1	2750,0
ВСЬОГО	4280	-	4741,0
Змінне навантаження (корисне)	1500	1,3	1950,0
Власна вага зовнішніх стін із урахуванням штукатурки	9180	1,1	10098,0

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття у таблиці 10.1 обчислене за формулою (3.5):

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1240 \times 1,14 \times 1,0 = 1413,6 \text{ Па},$$

де $\gamma_{fm} = 1,14$ (табл. 3.6) при середньому періоді повторюваності $T = T_{ef} = 100$ років ([9], додаток В, с.44);

$S_0 = 1,24 \text{ кПа}$ (для м. Луцька за [9], додаток Е, с. 47);
 $C = \mu C_e C_{alt} = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0$ (за формулою 3.6);
 $\mu = 1,0$ при $\alpha < 25^\circ$ ([9], додаток Ж, с.53);
 $C_e = 1,0$;
 $C_{alt} = 1,0$ (будівля розташована на висоті над рівнем моря меншій, ніж 0,5 км).

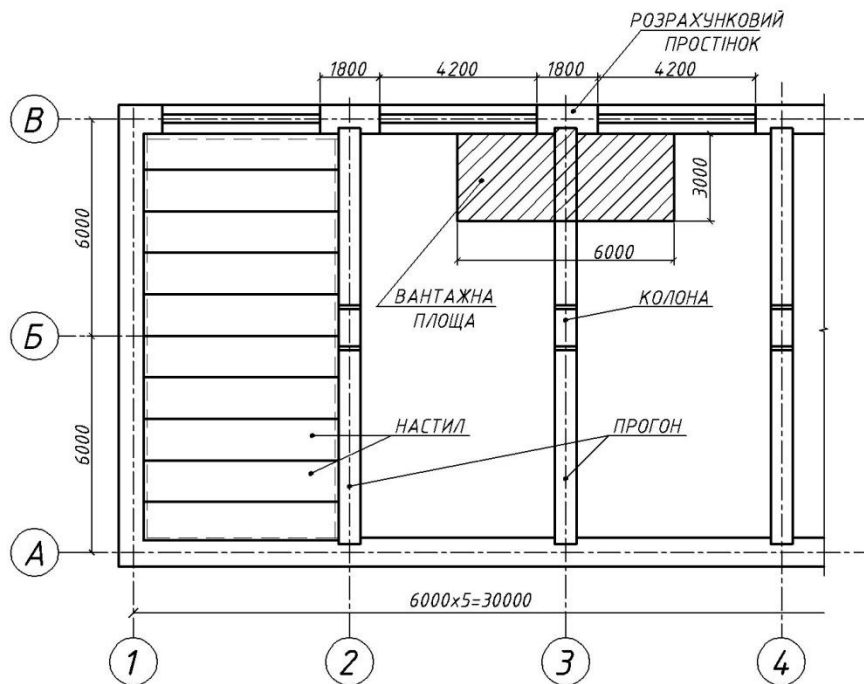


Рис. 10.2. До прикладу 10.6. До збору навантаження на простінок (фрагмент плану будівлі)

У таблиці 10.1 характеристичне значення змінного навантаження на перекриття для житлового будинку становить **1,5 кПа** (за табл. 3.5, п.1). При обчисленні граничного розрахункового значення враховано коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,3$ (за п. 3.5, як для рівномірно розподілених навантажень, характеристичні значення яких менші, ніж 2,0 кПа).

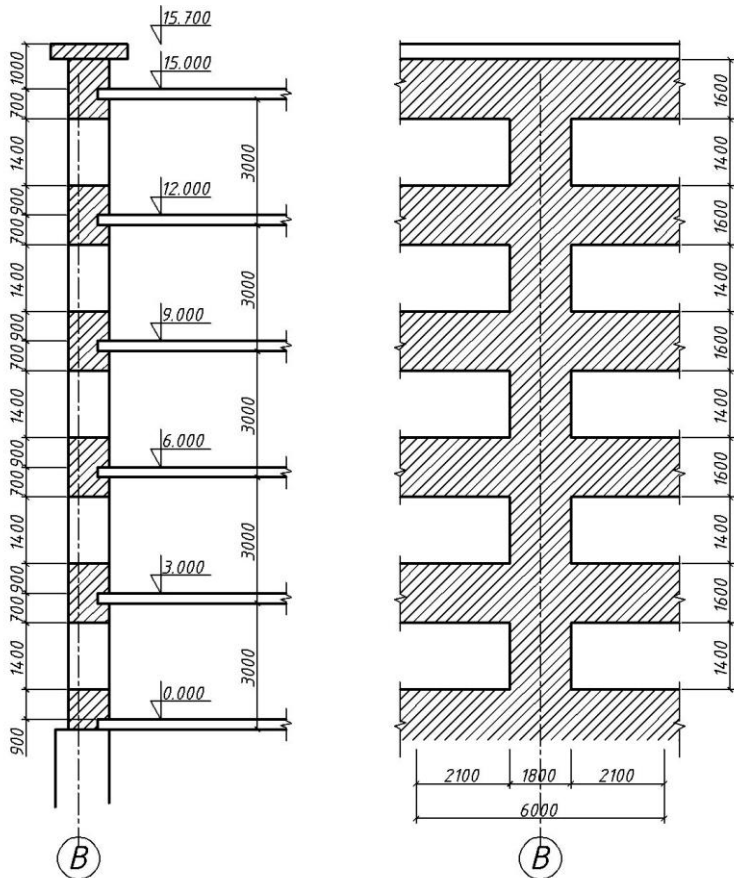


Рис.10.3. До прикладу 10.6. До збору навантаження на простінок (фрагменти розрізу та фасаду будівлі)

Навантаження від власної ваги стіни у табл. 10.1 визначене з урахуванням об'ємної ваги і товщини:

$$18 \text{ кН/м}^3 \times 510 \text{ мм} = 9180 \text{ Па.}$$

Визначення навантажень на простінок наведене у таблиці 10.2: розрахункове рівномірно розподілене навантаження по площі [Па] (граф 2) помножене на вантажну площу (граф 3, відповідно до рис. 10.2, 10.3), дає розрахункове зосереджене навантаження [Н] (граф 4).

Таблиця 10.2

Розрахунок навантаження на простінок

Найменування навантаження	Розрахункове навантаження, Па	Вантажна площа, м ²	Розрахункове навантаження, Па
1	2	3	4
Від покриття постійне	4900,0	18	88200,0
змінне	1413,6	18	25444,8
ВСЬОГО			113644,8
Від перекриття			
постійне	4741,0	18	85338,0
змінне	1950,0	18	35100,0
ВСЬОГО			120438,0
Від власної ваги зовнішньої стіни одного поверху на ділянці 6 м	10098,0	6 · 3 - -1,4 · 4,2 = = 12,12	122387,76
Від ваги карнизної ділянки стіни від верху простінка	10098,0	6 · 1 = 6	60588,0

На рівні перекриття над першим поверхом діють такі навантаження (рис. 10.4):

1) вертикальне навантаження (з табл. 10.2) від покриття ($113644,8 \text{ Н} \approx 113,6 \text{ кН}$), перекриття ($120438,0 \text{ Н} \approx 120,4 \text{ кН}$), зовнішньої стіни ($122387,76 \text{ Н} \approx 122,4 \text{ кН}$), ваги карнизу ($60588,0 \text{ Н} \approx 60,6 \text{ кН}$):

$$N = 113,6 + 120,4 \cdot 4 + 122,4 \cdot 4 + 60,6 = 1145,4 \text{ кН};$$

2) згинальний момент від перекриття (рис. 10.4,б):

$$M = 120,4(0,510/2 - 0,250/3) = 20,67 \text{ кНм};$$

3) згинальний момент на рівні низу перемички (рис. 10.4,б):

$$M = \frac{3 - 0,7}{3} 20,67 = 15,85 \text{ кНм}.$$

Площа поперечного перерізу простінка становить:

$$0,51 \times 1,8 = 0,918 \text{ м}^2,$$

де розрахункова висота перерізу $h = 510$ мм.

Для мурування стін попередньо приймають цеглу М100 на розчині М50. Міцність кладки за табл. 2.2 $R = 1,5$ МПа.

Пружна характеристика кладки за табл. 2.16 $\alpha = 1000$.

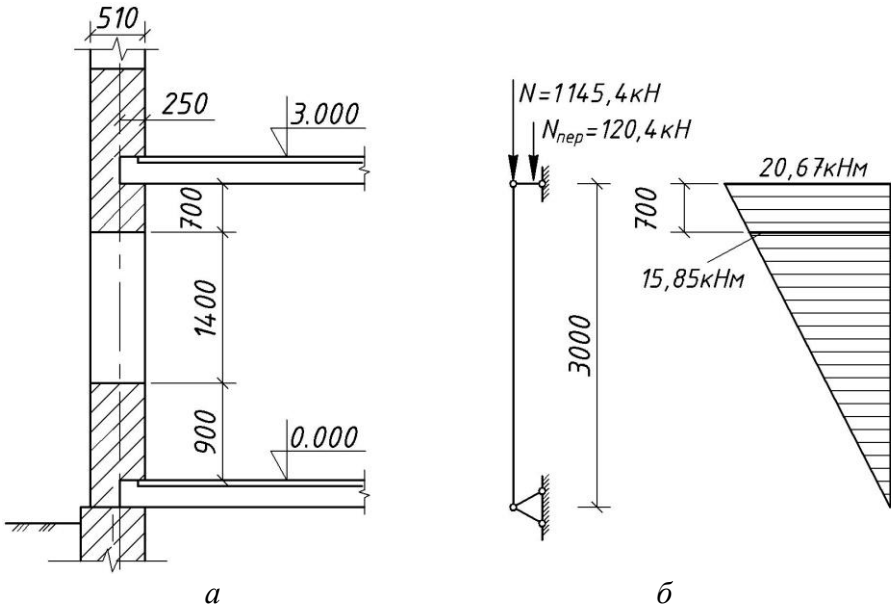


Рис. 10.4. До прикладу 10.6: *a* – конструктивна схема простінка; *б* – розрахункова схема та еюра моментів

Гнучкість простінка $\lambda_h = l_o / h = 3000 / 510 = 5,88$.

Коефіцієнт поздовжнього згину за табл. 4.1 становить $\varphi = 0,96$.

Ексцентриситет $e_o = M / N = 20,67 / 1145,4 = 0,018$ м = 18 мм.

При позacentровому стиску розрахунок ведуть за формулою (4.3).

Площу стиснутої частини перерізу визначають з формули (4.4):

$$A_s = A(1 - 2e_o / h) = 91,8(1 - 2 \cdot 18 / 510) = 85,3 \text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину в даному випадку визначають за формулою (4.11), він становить $\varphi_1 = 0,955$

(попередньо визначено $h_c = h - 2e_0 = 510 - 2 \cdot 18 = 474 \text{ мм}$;
 $\lambda_{hc} = 3000/474 = 6,33$; $\varphi_c = 0,95$).

При $h = 510 \text{ мм}$ коефіцієнт $m_{gI} = 1$.

З таблиці 4.3 знаходять коефіцієнт

$$\omega = 1 + e_0/h = 1 + 1,8/51 = 1,035 < 1,45.$$

Всі отримані значення підставляють у формулу (4.3):

$N_u = m_{gI} \varphi_l R A_c \omega = 1 \cdot 0,955 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,853 \cdot 1,035 = 1264,7 \text{ кН}$,
що є більшим за $N = 1145,4 \text{ кН}$. Отже, міцність простінка забезпечена.

Приклад 10.7. Розрахувати ділянку стіни підвалу, що дорівнює відстані між осями віконних прорізів (за даними прикладу 10.6 – рис. 10.3, 10.4). Довжина розрахункової ділянки становить 6 м, висота підвалу 3 м. Матеріал стін підвалу: природний камінь М100, об'ємна вага $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; розчин М50. Товщина стіни підвалу 600 мм. Розрахункове навантаження від перекриття над підвалом - з попереднього прикладу 10.6.

Розв'язок. Ексцентриситет вертикального навантаження від перекриття відносно осі стіни підвалу

$e_1 = 300 - \frac{250}{3} = 216,7 \text{ мм}$. Стіна першого поверху розташована з ексцентриситетом відносно стіни підвалу $e_2 = 50 \text{ мм}$.

Грунт, який оточує стіну підвалу, є насипним з об'ємною вагою $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$, кут внутрішнього тертя ґрунту $\varphi = 38^\circ$. Нормативне тимчасове навантаження на поверхні землі біля стіни підвалу $P = 20 \text{ кПа}$, прикладене вище верху стіни підвалу. Товщина еквівалентного шару ґрунту, яким можна замінити це навантаження, становить $h_{red} = P/\gamma = 20000/16000 = 1,25 \text{ м}$. Коефіцієнт надійності щодо дії навантаження від ваги насипного ґрунту складає 1,15 (п. 3.4).

Навантаження, що діють на стіну підвалу на рівні верху фундаменту (за даними обчислень прикладу 10.6):

1) вертикальне навантаження (з попереднього прикладу за табл. 10.2) від покриття (**113,6 кН**), перекриття (**120,4 кН**), зовнішньої стіни (**122,4 кН**), ваги карнизної ділянки (**60,6 кН**) (рис. 10.5):

$$N = 113,6 + 120,4 \cdot 5 + 122,4 \cdot 5 + 60,6 = 1388,2 \text{ кН};$$

власна вага стіни підвалу на ділянці **6 м**, завтовшки **600 мм**, висотою **3 м**, об'ємною вагою **20 кН/м³**:

$$N_g = 6,0 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \cdot 20 \cdot 1,1 = 237,6 \text{ кН};$$

2) горизонтальні навантаження: розрахунковий боковий тиск ґрунту на стіну підвалу на рівні поверхні стіни, визначають за формулою (8.28) :

$$q_t = 1,2 \cdot 16 \cdot 1,25 \cdot 6 \cdot \text{tg}^2(45 - 38/2) = 34,26 \text{ кН/м}^2 ;$$

розрахунковий боковий тиск ґрунту на стіни підвалу на рівні бетонної подушки за формулою (8.29) :

$$\begin{aligned} q_v &= 1,15 \cdot 16 \cdot (1,25 \cdot 1,2 / 1,15 + 2,8) \cdot 6 \cdot \text{tg}^2(45 - 38/2) = \\ &= 107,79 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Згинальні моменти, що діють у стіні підвалу:

1) від вертикальних навантажень:

- від перекриття:

$$M_{nep} = N_{nep} \cdot e_1 = 120,4 \cdot 0,2167 = 26,09 \text{ кНм} ;$$

- від навантаження, розташованого вище:

$$M = Ne_2 = (1388,2 - 120,4) \cdot (0,60/2 - 0,51/2) = 57,05 \text{ кНм} .$$

Тому у перерізі діє максимальний момент:

$$M_{max} = M_{nep} + M = 26,09 + 57,05 = 83,14 \text{ кНм} \text{ (рис. 10.5,в);}$$

2) від горизонтальних навантажень, тобто від бокового тиску

ґрунту, в довільному перерізі визначають за формулою (8.30):

$$M_x = \frac{1}{6} \left\{ \begin{aligned} &\frac{2,8^2}{3,0} (2 \cdot 34,26 + 107,79) \cdot x - \\ &\left[3 \cdot 34,26 + (107,79 - 34,26) \frac{x - 3 + 2,8}{2,8} \right] \cdot (x - 3 + 2,8)^2 \end{aligned} \right\} .$$

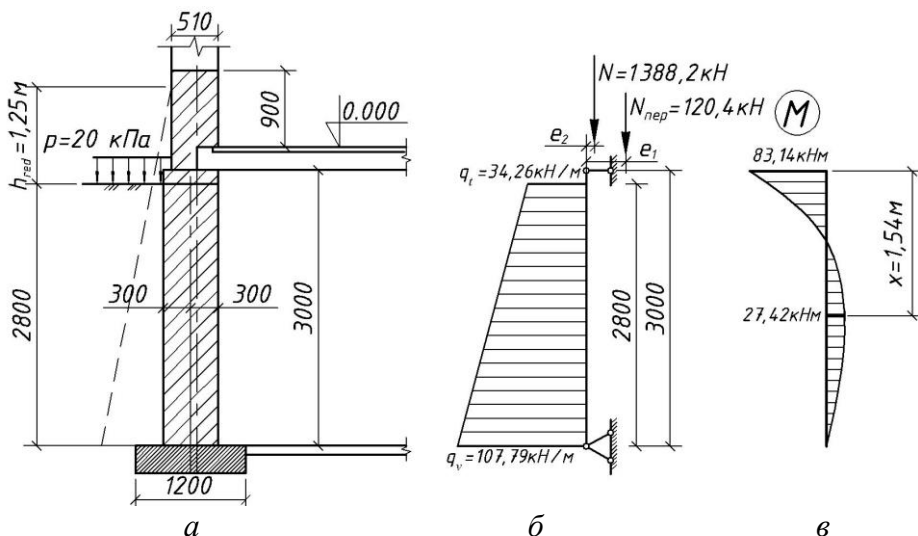


Рис.10.5. До прикладу 10.7: *a* – конструктивна схема стіни підвалу; *б* - розрахункова схема; *в* - епюра моментів

Після спрощення отримано рівняння:

$$M_x = -4,38x^3 - 16,26x^2 + 81,37x - 0,65.$$

Для визначення максимального значення M_x необхідно першу похідну прирівняти до нуля:

$$\frac{dM_x}{dx} = 13,14x^2 + 32,52x - 81,37 = 0.$$

Розв'язавши отримане рівняння, знаходять відстань від перерізу з максимальним значенням моменту $x = 1,54 \text{ м}$. Підставивши це значення у вираз для моменту, отримують максимальний момент від бокового тиску ґрунту:

$$M_{max} = -4,38 \cdot 1,54^3 - 16,26 \cdot 1,54^2 + 81,37 \cdot 1,54 - 0,65 = 70,1 \text{êê}.$$

Момент від окремого перекриття і зовнішньої стіни на цьому ж рівні становить:

$$M = (26,09 + 57,05)1,54/3 = 42,68 \text{кНм}.$$

Сумарний момент для даного перерізу (рис. 10.5,в):

$$\sum M = 70,1 - 42,68 = 27,42 \text{кНм} .$$

Поздовжня сила тут становитиме:

$$N = 1388,2 + \frac{1,54}{3} 237,6 = 1510,2 \text{кН} .$$

(другий доданок – вага фундаменту до перерізу на відмітці $x = 1,54$).

Перевірку міцності ведуть за формулою (4.3).

Попередньо визначають ексцентриситет прикладання сили:

$$e_0 = M/N = 27,42/1510,2 = 0,018 \text{м} .$$

Пружна характеристика кладки з бутового каменю за табл. 2.16 становить $\alpha = 1500$.

Гнучкість елемента: $\lambda_h = l_0/h = 3000/600 = 5$.

За табл. 4.1 коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,99$.

За таблицею 4.3 коефіцієнт дорівнює $\omega = 1$.

Висота стиснутої зони перерізу за формулою (4.4) становить:

$$h_c = h - 2e_0 = 600 - 2 \cdot 18 = 564 \text{мм} .$$

Характеристика гнучкості $\lambda_h = l_0/h = 3000/564 = 53$.

За таблицею 4.1 коефіцієнт $\varphi_{\bar{n}} = 0,99$. Отже, коефіцієнт $\varphi_I = 0,99$ (див. формулу 4.11).

Коефіцієнт m_{gI} , що враховує вплив прогину стиснутого елемента на його несучу здатність, при $h > 30 \text{ см}$ дорівнює 1.

Міцність бутової кладки для природного каменю М100 і розчину М50 за табл. 2.9 становить $R = 0,6 \text{МПа}$.

Площу стиснутої частини перерізу визначають за формулою (4.4):

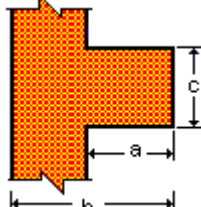
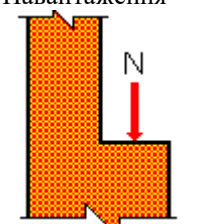
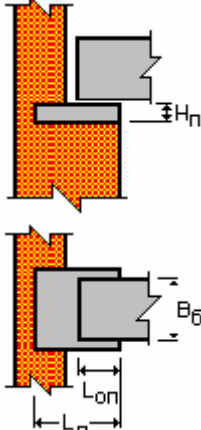
$$A_c = A(1 - 2e_0/h) = 6000 \cdot 600 \cdot (1 - 2 \cdot 18/600) = 3384000,0 \text{мм}^2 \approx 3,38 \text{м}^2 .$$

Підставивши усі дані у формулу (4.3), отримують:

$$N_u = m_{gI} \varphi_I R A_c \omega = 1 \cdot 0,99 \cdot 0,6 \cdot 10^6 \cdot 3,38 \cdot 1 = 2007,72 \text{кН} > 1510,2 \text{кН} .$$

Умова виконується, отже міцність стіни підвалу є достатньою.

Конструкція

<p>Опорна конструкція – стіна</p>  <p style="margin-left: 100px;">$h=1030$ мм; $a=510$ мм; $c=510$ мм</p> <p>Навантаження</p>  <p>Рівнодійна розрахункового навантаження $N=160$ кН</p>	<p>Опирання на залізобетонну подушку</p>  <p style="margin-left: 100px;">$L_{оп} = 120$ мм $B_б=200$ мм $L_п=300$ мм $H_п=80$ мм;</p>
---	--

Результати розрахунку		
Перевірено за СНиП	Перевірка	Коефіцієнт використання
п.5.6 книги Вахненка	За розмірами розподільчої подушки	0,982
6.44 СНиП II-22-81	На центральний стиск перерізу нижче місця опирання	0,152
п. 6.46 СНиП II-22-81, п. 7.3 довідника проектувальника	На змінання кладки під залізобетонною подушкою	0,785

11.2. Пакет прикладних програм NormCAD

Програма NormCAD (виробництва Росії) наведена для порівняння техніки та зручності розрахунків кам'яних і армокам'яних конструкцій з іншими програмами. Користувачу пропонується для своєї діяльності вибрати ефективніший спосіб розрахунку. Автори цього навчального посібника визнали за доцільне при наведенні звітів із розрахунків, виконаних програмою, зберегти мову оригіналу (російську). Крім того, у звітах програми використана система одиниць МТС (СГС) замість чинної (СІ). Ця система збережена і у посібнику. Автори вважають, що це дає можливість студентам та іншим користувачам посібника без додаткової адаптації і зворотнього переводу одиниць користуватися рекомендованою програмою.

Результати експертизи кам'яних і армокам'яних конструкцій (на міцність, стійкість тощо) виводяться програмою у відсотках від граничних значень. Посилання на формули, таблиці та пункти у звітах програми, за якими виконуються перевірки, здійснюються згідно з чинним нормативним документом [26].

Приклад 11.13. Перевірити несучу здатність цегляного простінка, кладку якого виконують із повнотілої керамічної цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 75, центрально навантаженого розрахунковою силою $N = 820$ кН.

Товщина простінка $h = 510$ мм, ширина $b = 1,2$ м. Висота поверхів - $H = 3,6$ м. Перекриття - збірні залізобетонні, які є жорсткими опорами для простінка.

Алгоритм розрахунку



Запуск програми виконують двома способами. Перший – через **Пуск – Програми – NormCAD**, другий – натисканням лівої кнопки миші на ярлик програми (якщо він винесений на робочий стіл).

При створенні документа за допомогою діалогового вікна **Новый расчет** вибирають однойменну команду в меню **Файл**, у діалоговому вікні **Новый расчет** (рис.11.30) вибирають нормативний документ для розрахунку (СНиП II-22.81) і потрібний пункт - *Расчет центрально сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения*. Якщо документ створюється вперше, то у лівому нижньому кутку діалогового вікна обирають перемикач *Без данных*. У полі *Действия после создания документа* ставлять галочки біля пунктів *Выполнить вычисления* і *Создать отчет*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

У наступному вікні **Запрос условий расчета** (рис. 11.31) можна відмовитись від деяких пропонованих умов розрахунку (для цього знімають галочку перед умовою). Тоді програма запропонує інші варіанти умов.

У вікнах, які будуть з'являтися далі, вказують потрібні параметри розрахунку (умови опирання, вид і марку розчину, каменю або цегли, параметри кладки, величину навантаження тощо).

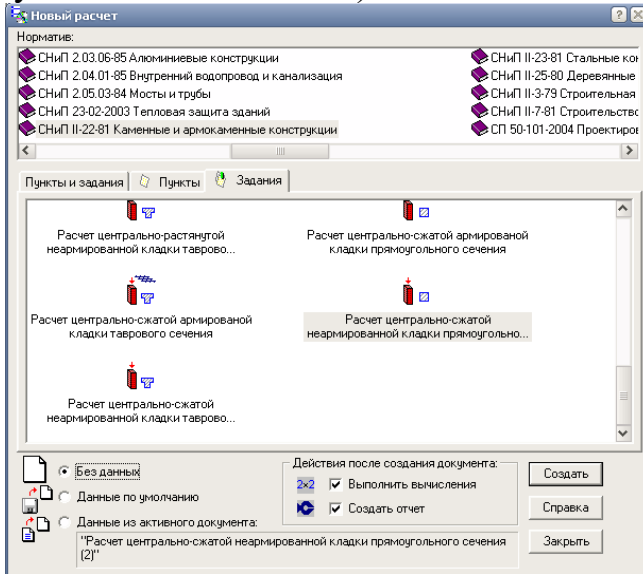


Рис. 11.30. Діалогове вікно „Новий розрахунок”, пункт *розрахунок центрально стиснутої неармованої кладки прямокутного перерізу*

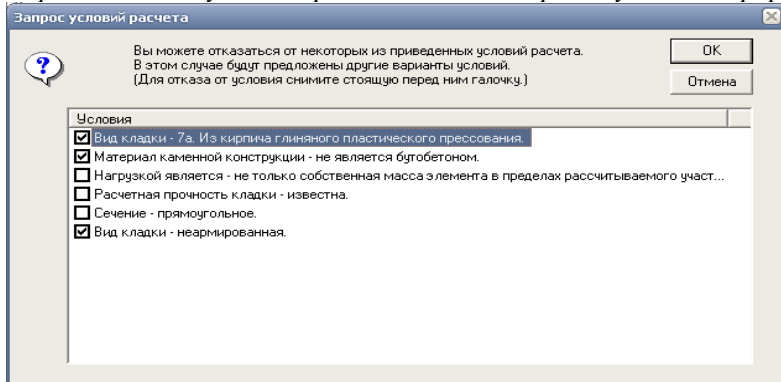


Рис. 11.31. Діалогове вікно „Запит умов розрахунку”

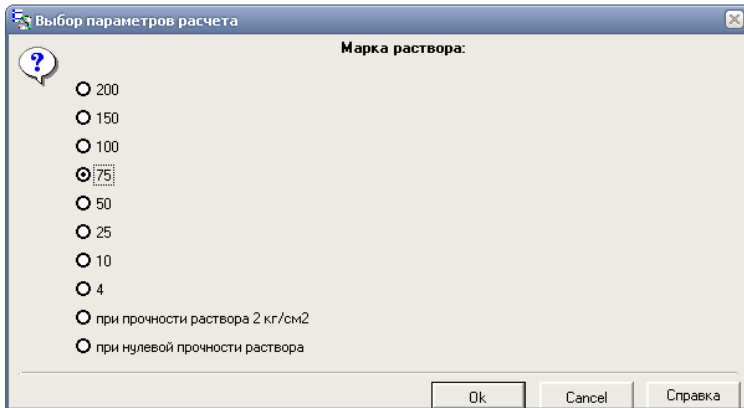
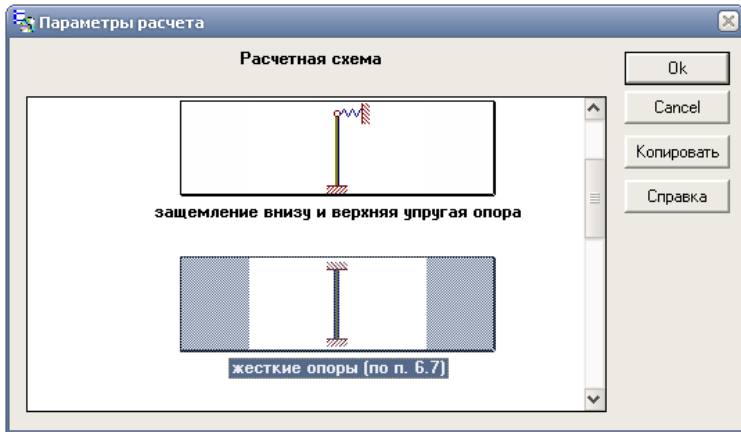
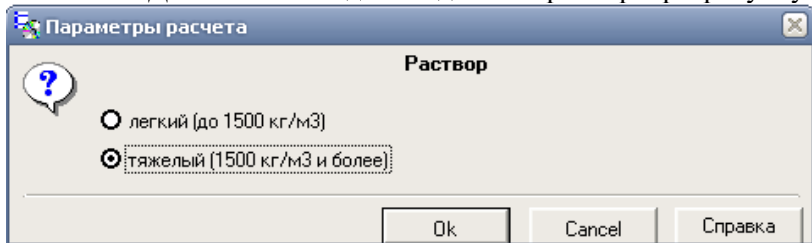
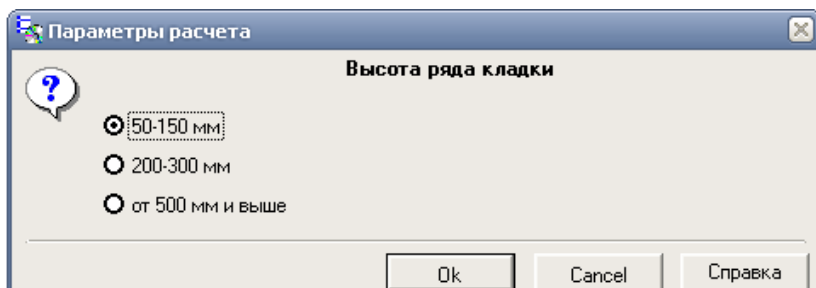
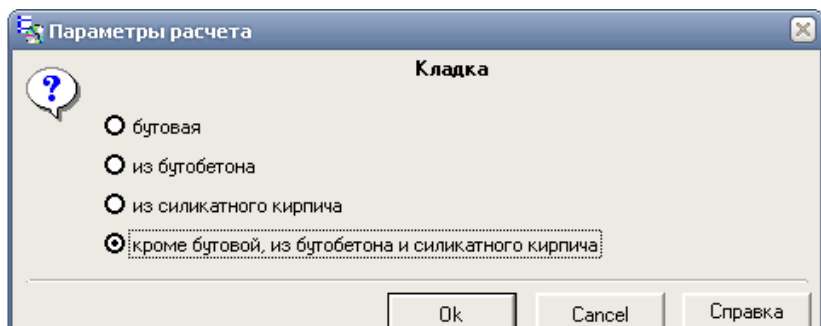
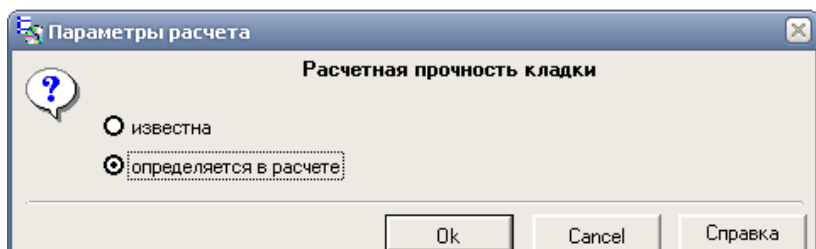


Рис. 11.32. Диалогові вікна для введення параметрів розрахунку





Продовження рис. 11.32

Параметры расчета

Кладка

из кирпича всех видов и из керамических камней со шелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм пустотностью до 15% при высоте ряда кладки 50-150 мм

из керамических камней пустотностью 48-50% при высоте ряда кладки

из кирпича всех видов и из керамических камней со шелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм пустотностью до 15% при высоте ряда кладки 50-150 мм

Ok Cancel Справка

Выбор параметров расчета

Марка кирпича или камня:

300

250

200

150

125

100

75

50

35

Ok Cancel Справка

Параметры расчета

Период твердения раствора (п. 3.11 г)

до 1 года

более 1 года

Ok Cancel Справка

Параметры расчета

Материал кладки (п. 3.11 в, д)

крупные блоки и камни из тяжелых бетонов и из природного камня (плотностью от 1800 кг/м³)

из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа

блоки и камни, изготовленные из автоклавных ячеистых бетонов и из силикатных бетонов классов по прочности выше В25

кроме материалов по п. 3.11 в, д

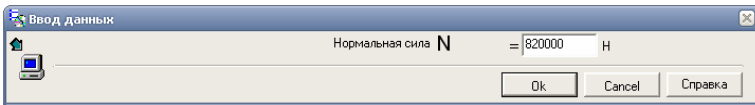
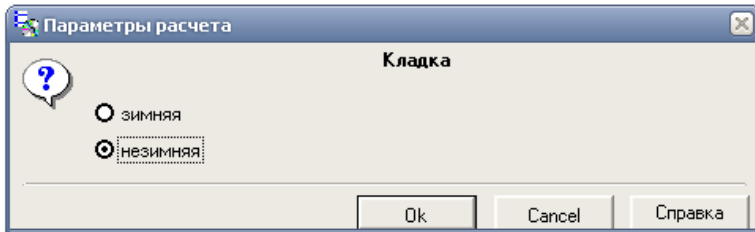
блоки и камни из крупнопористых бетонов

блоки и камни из автоклавных ячеистых бетонов

блоки и камни из неавтоклавных ячеистых бетонов

Ok Cancel Справка

Продовження рис. 11.32



Продовження рис. 11.32

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет** (рис. 11.33).

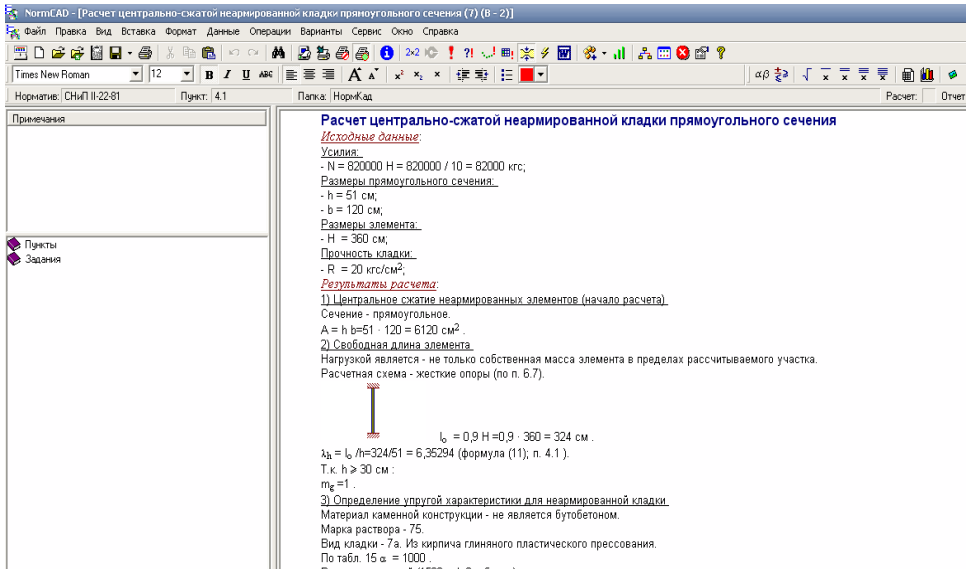



Рис. 11.33. Результаты расчета

Звіт переглядають, аналізують виконані перевірки і, якщо не виникає ніяких зауважень, виконують експорт результатів розрахунку до редактора Microsoft Word натисканням на кнопку . Тут звіт можна редагувати, вставляти рисунки, формули, графіки.

Примітка. Для кожного нормативного документа у пакеті програм NortCAD є своя система одиниць вимірювання, прийнята за умовчанням. Так, при розрахунку кам'яних і армокам'яних конструкцій згідно з [26] програма формує звіт із використанням одиниць вимірювання системи СГС. У подальшому користувач може коригувати звіт за власним бажанням, зокрема, перевести одиниці вимірювання у систему СІ.

Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет центрально-сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения

Исходные данные:

Усилия:

- $N = 820000 \text{ Н} = 820000 / 10 = 82000 \text{ кгс};$

Размеры прямоугольного сечения:

- $h = 51 \text{ см};$

- $b = 120 \text{ см};$

Размеры элемента:

- высота $H = 360 \text{ см}.$

Результаты расчета:

1) Центральное сжатие неармированных элементов (начало расчета)

Сечение - прямоугольное.

$A = h \cdot b = 51 \cdot 120 = 6120 \text{ см}^2.$

2) Свободная длина элемента

Нагрузкой является - не только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка.

Расчетная схема - жесткие опоры (по п. 6.7).



$$l_0 = 0,9 H = 0,9 \cdot 360 = 324 \text{ см.}$$

$$l_h = l_0 / h = 324 / 51 = 6,35294 \text{ (формула (11); п. 4.1).}$$

Т.к. $h \leq 30$ см: $m_g = 1$.

3) Определение упругой характеристики для

нсаармированной кладки

Материал каменной конструкции - не является бутобетоном.

Марка раствора - 75.

Вид кладки - 7а. Из кирпича глиняного пластического прессования.

По табл. 15 $a = 1000$.

Раствор - тяжелый (1500 кг/м^3 и более).

4) Продолжение расчета по п. 4.1

По табл. 18 в зависимости от l_h и a $f = 0,95294$.

5) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - определяется в расчете.

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Кладка - кроме бутовой, из бутобетона и силикатного кирпича.

Высота ряда кладки - 50-150 мм.

Материал кладки - кирпич.

6) Определение расчетного сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм.

Кладка - из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм пустотностью до 15% при высоте ряда кладки 50-150 мм.

Марка кирпича или камня - 100.

По табл. 2 $R = 17 \text{ кгс/см}^2$.

Прочность кладки определяется без понижающих коэффициентов.

7) Учет коэффициентов условия работы

$$A = b h = 120 \cdot 51 = 6120 \text{ см}^2.$$

Т.к. $A > 3000 \text{ см}^2$:

$$g_{cI} = 1.$$

$$g_{cII} = 1.$$

Период твердения раствора (п. 3.11, г) - более 1 года.

$$g_{cIII} = 1,15.$$

Материал кладки (п. 3.11, в, д) - кроме материалов по п. 3.11 в, д.

$$g_{cIV} = 1.$$

$$g_c = g_{cI} g_{cII} g_{cIII} g_{cIV} = 1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 1 = 1,15.$$

Кладка - незимняя.

$$g_{cI} = 1.$$

$$R = g_c g_{cl} R = 1,15 \cdot 1 \cdot 17 = 19,55 \text{ кгс/см}^2 .$$

8) Продолжение расчета по п. 4.1

$N = 82000 \text{ кгс} \cdot r \cdot m_g \cdot f \cdot R \cdot A = 1 \cdot 0,95294 \cdot 19,55 \cdot 6120 = 114015,46 \text{ кгс}$
(71,92% от предельного значения) - условие выполнено (формула (10); п. 4.1).


Отже, несуча здатність цегляного простінка забезпечена.

Приклад 11.14. Перевірити несучу здатність цегляного стовпа перерізом 640×640 мм, кладку якого виконують із силікатної цегли марки 200 на розчині марки 75, центрально навантаженого розрахунковою силою $N = 840 \text{ кН}$. Висота стовпа $H = 4,6 \text{ м}$. Розрахункова схема – жорсткі опори.

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні - потрібний пункт - *Расчет центрально сжатой неармованной кладки прямоугольного сечения*. Для скорочення часу на введення даних для нового розрахунку останній створюють на основі даних із активного документа (наприклад, із попередньої задачі) - для цього активують потрібний файл і в лівому нижньому кутку діалогового вікна (рис. 11.30) обирають перемикач *Данные из активного документа*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

Для зміни даних згідно умови нової задачі виконують команду **Изменить** у меню **Данные**. У діалоговому вікні вибирають необхідні групи даних (розміри перерізу, зусилля, міцнісні характеристики матеріалів тощо) і натискають кнопку **Удалить** для видалення усіх значень для відмічених груп даних.

Для виконання розрахунку та автоматичного створення звіту натискають на кнопку . У вікнах, які будуть з'являтися далі, вказують потрібні параметри розрахунку (розміри перерізу, умови опирання, вид і марку розчину, каменю або цегли, параметри кладки, величину навантаження тощо).

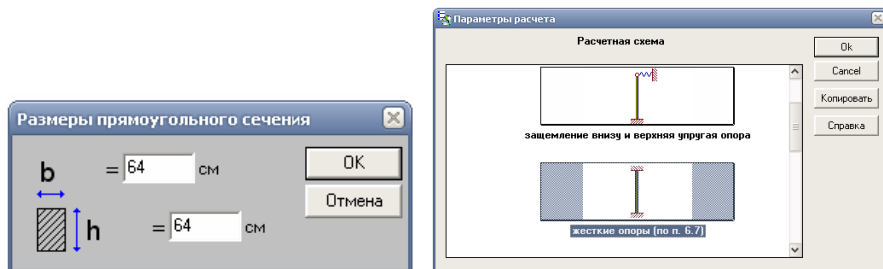
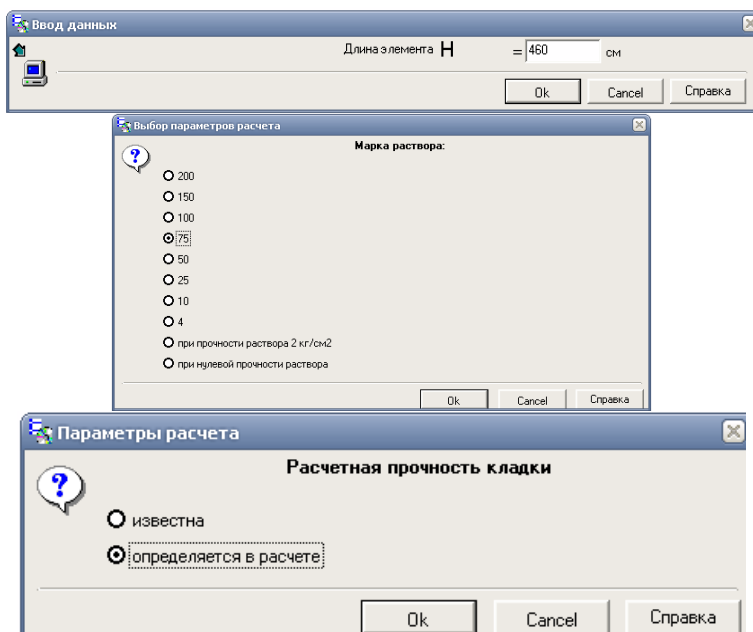
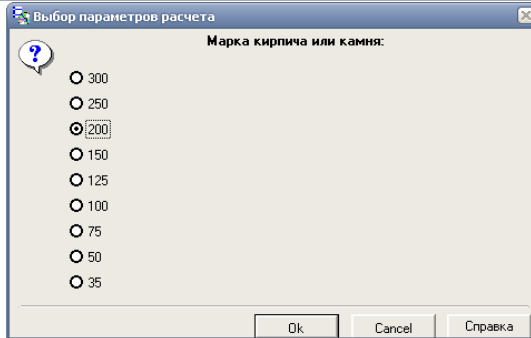
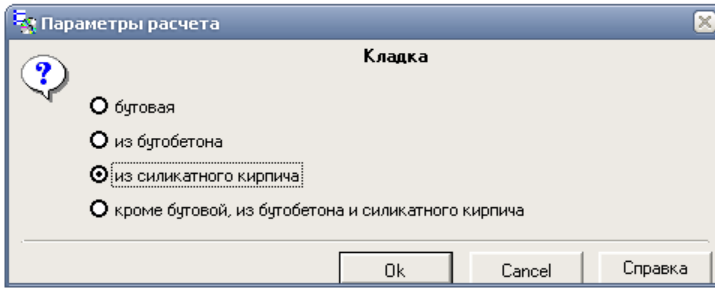


Рис. 11.34. Діалогові вікна для вводу параметрів розрахунку





Продовження рис. 11.34

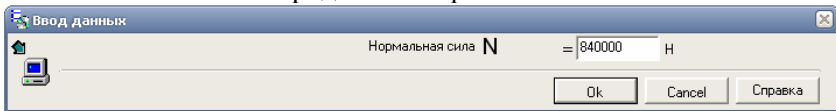


Рис. 11.35. Діалогове вікно для вводу величини нормальної сили

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет**. Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

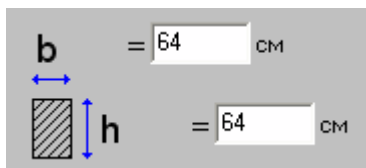
Расчет центрально-сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения

Исходные данные:

Усилия:

- $N = 840000 \text{ Н} = 840000 / 10 = 84000 \text{ кгс}$;

Размеры прямоугольного сечения:



- $h = 64$ см;

- $b = 64$ см;

Размеры элемента:

- высота $H = 460$ см.

Результаты расчета:

1) Центральное сжатие неармированных элементов (начало расчета)

Сечение - прямоугольное.

$$A = h b = 64 \cdot 64 = 4096 \text{ см}^2 .$$

2) Свободная длина элемента

Нагрузкой является - не только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка.

Расчетная схема - жесткие опоры (по п. 6.7).



$$l_0 = 0,9 H = 0,9 \cdot 460 = 414 \text{ см.}$$

$$l_h = l_0 / h = 414 / 64 = 6,46875 \text{ (формула (11); п. 4.1) .}$$

Т.к. $h \leq 30$ см:

$$m_g = 1 .$$

3) Определение упругой характеристики для неармированной кладки

Материал каменной конструкции - не является бутобетоном.

Марка раствора - 75.

Кладка - из силикатного кирпича.

По табл. 15 $a = 1000$.

Раствор - тяжелый (1500 кг/м^3 и более).

4) Продолжение расчета по п. 4.1

По табл. 18 в зависимости от l_h и a : $f = 0,95$.

5) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - определяется в расчете.

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Кладка - из силикатного кирпича.

Марка кирпича или камня - 200.

Расчетное сопротивление сжатию кладки из силикатных пустотелых кирпичей принимается по табл. 2 $R = 25 \text{ кгс/см}^2$.

6) Продолжение расчета по п. 4.1

Систематический контроль прочности кирпича (камней) и раствора - не будет производиться.

$N = 84000 \text{ кгс} \cdot m_g \cdot f \cdot R \cdot A = 1 \cdot 0,95 \cdot 25 \cdot 4096 = 97280 \text{ кгс}$ (86,35% от предельного значения) - требуемое условие выполняется (формула (10); п. 4.1).

Несуча здатність стовпа забезпечена.


Приклад 11.15. Перевірити несучу здатність центрально навантаженої стіни громадської будівлі товщиною $h = 510 \text{ мм}$ і висотою $H = 3,0 \text{ м}$. На 1 м довжини стіни діє розрахункове навантаження $N = 700 \text{ кН}$. Кладка виконана із цегли марки 125 і розчину марки 75. Стіна опирається на шарнірно нерухомі опори.

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні - потрібний пункт - *Расчет центрально сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения*. Для скорочення часу на введення даних для нового розрахунку останній створюють на основі даних із активного документа - для цього відкривають файл із першою задачею і в лівому нижньому кутку діалогового вікна **Новый расчет** (див. рис.11.30) обирають перемикач *Данные из активного документа*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

Для зміни даних згідно умови нової задачі виконують команду **Изменить** у меню **Данные**. У діалоговому вікні **Удаление данных** вибирають необхідні групи даних (розміри перерізу, зусилля, міцнісні характеристики матеріалів тощо) і

натискають кнопку **Удалить** для видалення усіх значень для відмічених груп.

Для виконання розрахунку та автоматичного створення звіту натискають на кнопку . У вікнах, які будуть з'являтися далі, вказують потрібні параметри розрахунку (розміри перерізу, умови опирання, вид і марку розчину, каменю або цегли, параметри кладки, величину навантаження тощо).

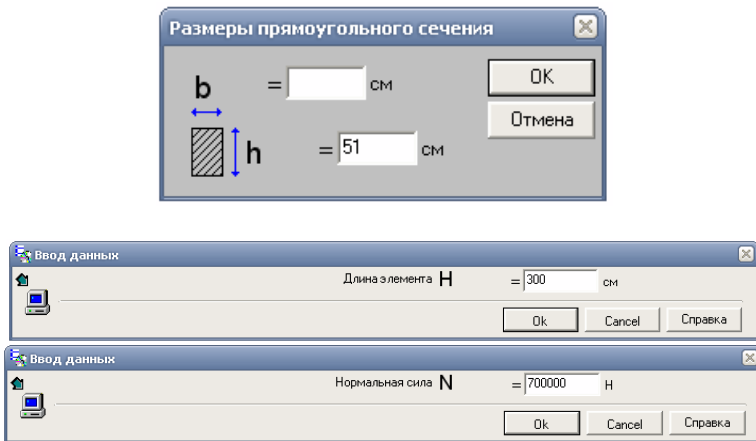


Рис. 11.36. Діалогові вікна для введення параметрів розрахунку

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет**. Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет центрально-сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения

Исходные данные:

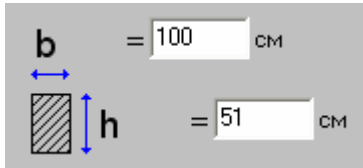
Усилия:

- $N = 700000 \text{ Н} = 700000 / 10 = 70000 \text{ кгс}$;

Размеры прямоугольного сечения:

- $h = 51 \text{ см}$;

- $b = 100 \text{ см}$;



Размеры элемента:

- высота $H = 300$ см.

Результаты расчета:

1) Центральное сжатие неармированных элементов (начало расчета)

Сечение - прямоугольное.

$$A = h \cdot b = 51 \cdot 100 = 5100 \text{ см}^2.$$

2) Свободная длина элемента

Нагрузкой является - не только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка.

Расчетная схема - шарнирное опирание на неподвижные опоры.



$$l_0 = H = 300 \text{ см.}$$

$$l_h = l_0 / h = 300 / 51 = 5,88235 \text{ (формула (11); п. 4.1).}$$

Т.к. $h \geq 30$ см :

$$m_g = 1.$$

3) Определение упругой характеристики для неармированной кладки

Материал каменной конструкции - не является бутобетоном.

Марка раствора - 75.

Вид кладки - 7а. Из кирпича глиняного пластического прессования.

По табл. 15 $a = 1000$.

Раствор - тяжелый (1500 кг/м^3 и более).

4) Продолжение расчета по п. 4.1

По табл. 18 в зависимости от l_h и a $f = 0,96235$.

5) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - определяется в расчете.

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Кладка - кроме бутовой, из бутобетона и силикатного кирпича.

Высота ряда кладки - 50-150 мм.

Материал кладки - кирпич.

6) Определение расчетного сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными

пустотами шириной до 12 мм.

Кладка - из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм пустотностью до 15% при высоте ряда кладки 50-150 мм.

Марка кирпича или камня - 125.

По табл. 2 $R = 19 \text{ кгс/см}^2$.

Прочность кладки определяется без понижающих коэффициентов.

7) Учет коэффициентов условия работы

$$A = b h = 100 \cdot 51 = 5100 \text{ см}^2.$$

Т.к. $A > 3000 \text{ см}^2$:

$$g_{cl} = 1.$$

$$g_{cII} = 1.$$

Период твердения раствора (п. 3.11 г) - более 1 года.

$$g_{cIII} = 1,15.$$

Материал кладки (п. 3.11 в, д) - кроме материалов по п. 3.11 в, д.

$$g_{cIV} = 1.$$

$$g_c = g_{cl} g_{cII} g_{cIII} g_{cIV} = 1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 1 = 1,15.$$

Кладка - незимняя.

$$g_{cl} = 1.$$

$$R = g_c g_{cl} R = 1,15 \cdot 1 \cdot 19 = 21,85 \text{ кгс/см}^2.$$

8) Продолжение расчета по п. 4.1


$N = 70000 \text{ кгс}$ $\gamma m_g f R A = 1 \cdot 0,96235 \cdot 21,85 \cdot 5100 = 107239,47 \text{ кгс}$
(65,27% от предельного значения) - условие выполнено (формула (10); п. 4.1).

Отже, несуча здатність стіни забезпечена.

Приклад 11.16. На 1м погонної довжини центрально навантаженої внутрішньої глухої стіни багатопрольотної промислової будівлі товщиною $h = 38 \text{ см}$ і висотою $H = 3,3 \text{ м}$, кладка якої виконана з повнотілої керамічної цегли пластичного пресування марки 125 на розчині марки 75, діє розрахункове зусилля $N = 650 \text{ кН}$. Стіна защемлена знизу і має шарнірно нерухому опору зверху. Перевірити несучу здатність стіни.

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні - потрібний пункт - *Расчет центрально сжатой неармованной кладки прямоугольного сечения*. Для скорочення часу на введення даних для нового розрахунку останній створюють на основі даних із активного документа – для цього відкривають файл із прикладом 11.15 і в лівому нижньому кутку діалогового вікна **Новый расчет** (див. рис.11.30) обирають перемикач *Данные из активного документа*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

Для зміни даних згідно умови нової задачі виконують команду **Изменить** у меню **Данные**. Для виконання розрахунку та автоматичного створення звіту натискають на кнопку . У вікнах, які будуть з'являтися далі, вказують потрібні параметри розрахунку (розміри перерізу, умови опирання, величину навантаження тощо).

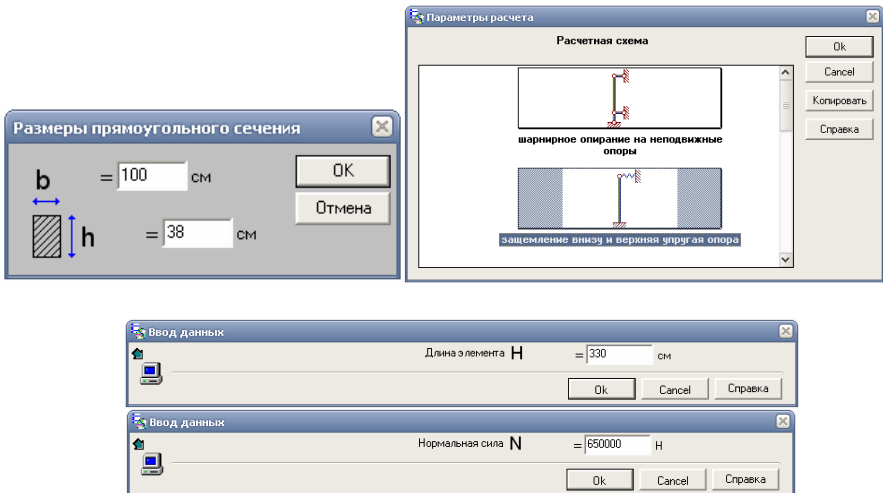


Рис. 11.37. Диалогові вікна для введення параметрів розрахунку

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет**. Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

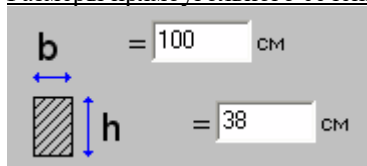
Расчет центрально-сжатой неармированной кладки прямоугольного сечения

Исходные данные:

Усилия:

- $N = 650000 \text{ Н} = 650000 / 10 = 65000 \text{ кгс}$;

Размеры прямоугольного сечения:



- $h = 38 \text{ см}$;

- $b = 100 \text{ см}$;

Размеры элемента:

- высота $H = 330 \text{ см}$;

Прочность кладки:

- $R = 19 \text{ кгс/см}^2$.

Результаты расчета:

1) Центральное сжатие неармированных элементов (начало расчета)

Сечение - прямоугольное.

$A = h \cdot b = 38 \cdot 100 = 3800 \text{ см}^2$.

2) Свободная длина элемента

Нагрузкой является - не только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка.

Расчетная схема - защемление внизу и верхняя упругая опора.

Здание - многопролетное.

$l_0 = 1,25 H = 1,25 \cdot 330 = 412,5 \text{ см}$.

$l_h = l_0 / h = 412,5 / 38 = 10,86$ (формула (11); п. 4.1).

Т.к. $h \geq 30 \text{ см}$:

$m_g = 1$.



3) Определение упругой характеристики для неармированной кладки

Материал каменной конструкции - не является бутобетоном.

Марка раствора - 75.

Вид кладки - 7а. Из кирпича глиняного пластического прессования.

По табл. 15 $a = 1000$.

Раствор - тяжелый (1500 кг/м³ и более).

4) Продолжение расчета по п. 4.1

По табл. 18 в зависимости от l_h и a $f = 0,86$.

5) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - определяется в расчете.

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Кладка - кроме бутовой, из бутобетона и силикатного кирпича.

Высота ряда кладки - 50-150 мм.

Материал кладки - кирпич.

6) Определение расчетного сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм.

Кладка - из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм пустотностью до 15% при высоте ряда кладки 50-150 мм.

Марка кирпича или камня - 125.

По табл. 2 $R = 19$ кгс/см².

Прочность кладки определяется без понижающих коэффициентов.

7) Учет коэффициентов условия работы

$$A = b \cdot h = 100 \cdot 38 = 3800 \text{ см}^2.$$

Т.к. $A > 3000 \text{ см}^2$:

$$g_{cl} = 1.$$

$$g_{cII} = 1.$$

Период твердения раствора (п. 3.11 г) - более 1 года.

$$g_{cIII} = 1,15.$$

Материал кладки (п. 3.11 в, д) - кроме материалов по п. 3.11 в, д.

$$g_{cIV} = 1.$$

$$g_c = g_{cl} g_{cII} g_{cIII} g_{cIV} = 1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 1 = 1,15.$$

Кладка - незимняя.

$$g_{cl} = 1.$$

$$R = g_c g_{cl} R = 1,15 \cdot 1 \cdot 19 = 21,85 \text{ кгс/см}^2.$$

8) Продолжение расчета по п. 4.1

Систематический контроль прочности кирпича (камней) и раствора - не будет производиться.

$N = 65000$ кгс г $m_g f R A = 1 \cdot 0,86 \cdot 21,85 \cdot 3800 = 71405,8$ кгс (91,03% от предельного значения) - требуемое условие выполняется (формула (10); п. 4.1).

Отже, несуча здатність стіни забезпечена.

Приклад 11.17. Перевірити несучу здатність позацентрово-навантаженого простінка таврового перерізу висотою $H = 4,78\text{м}$, змурованого із глиняної цегли пластичного пресування марки 100 на розчині марки 50. Простінок завантажений розрахунковою силою $N = 160\text{ кН}$ і згинальним моментом $M = 72\text{ кНм}$. Розрахункова схема – защемлення у стіни збірних залізобетонних перекриттів.

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні (рис. 11.38) - потрібний пункт – *Расчет внецентренно сжатой неармованной кладки таврового сечения*. Якщо розрахунок за даним пунктом виконується вперше, то у лівому нижньому кутку діалогового вікна обирають перемикач *Без данных*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

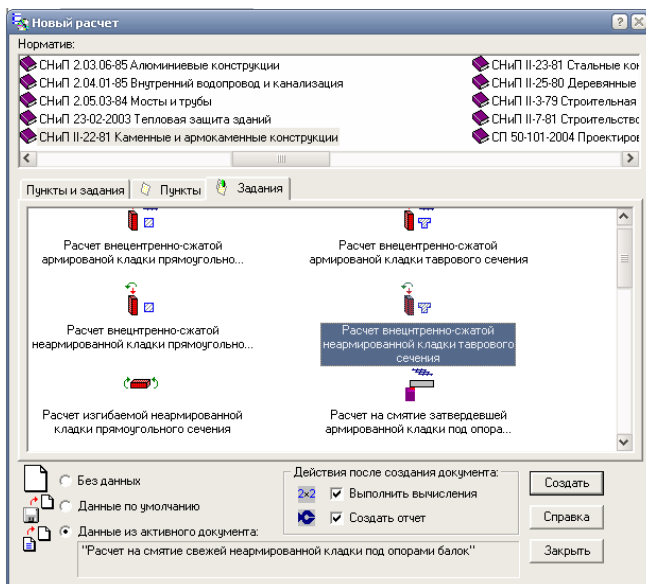
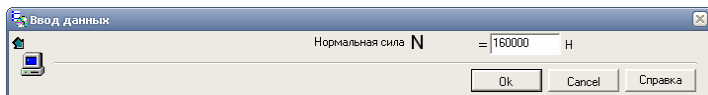
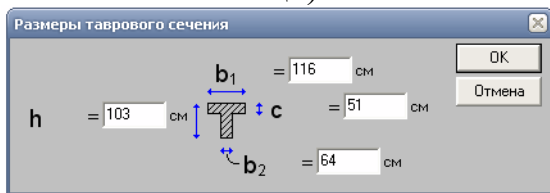


Рис. 11.38. Діалогове вікно „Новий розрахунок”, пункт *розрахунок позацентрально стисненої неармованої кладки таврового перерізу*

У вікнах, які будуть з'являтися далі, вказують потрібні параметри розрахунку (умови опирання, вид і марку розчину, каменю або цегли, параметри кладки, величину навантаження тощо).



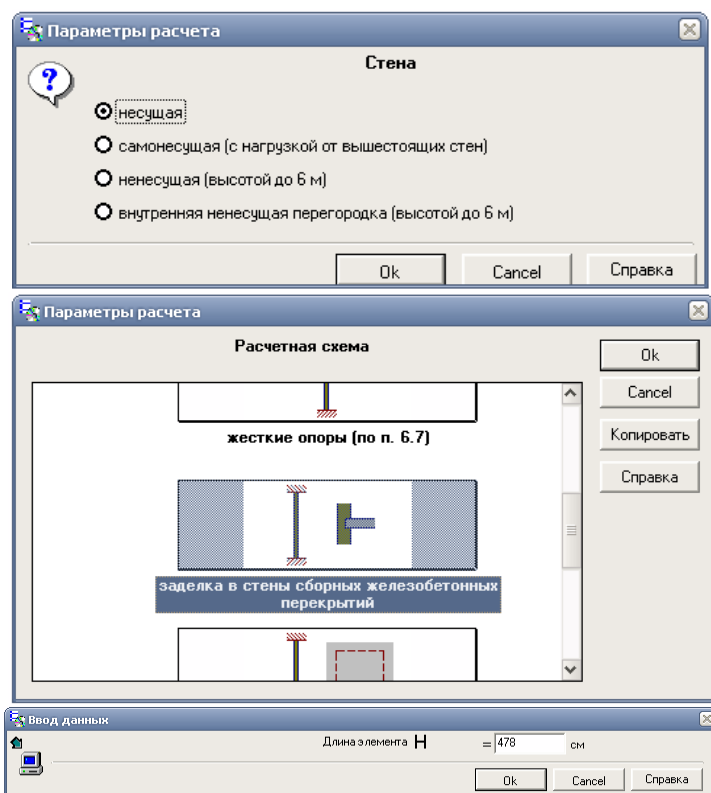
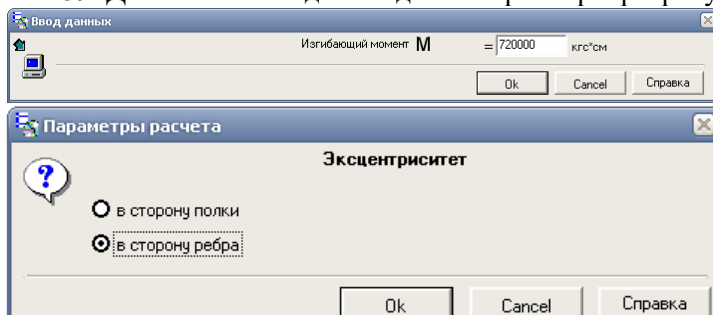
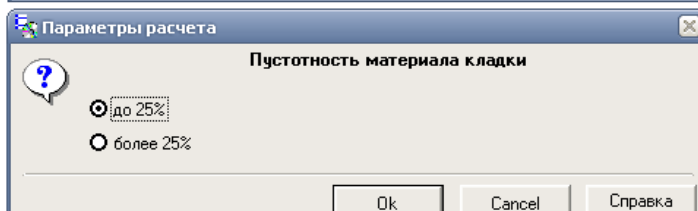
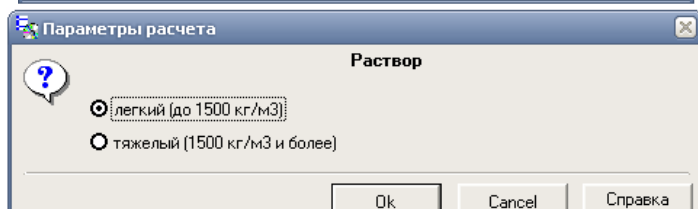
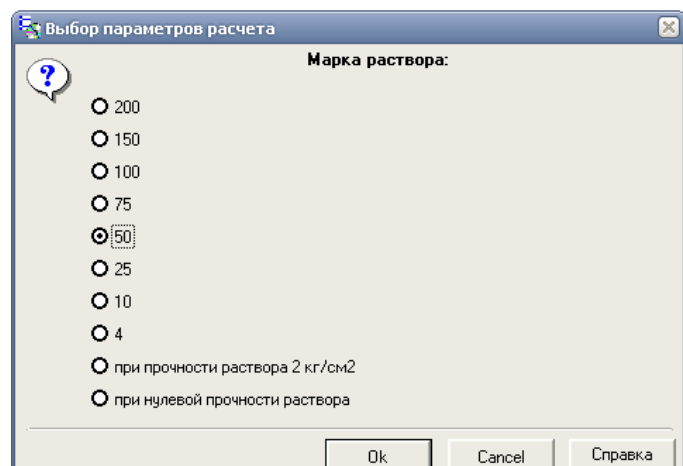
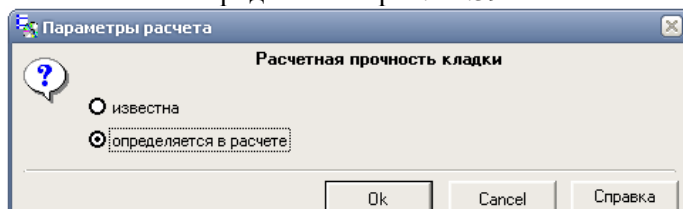


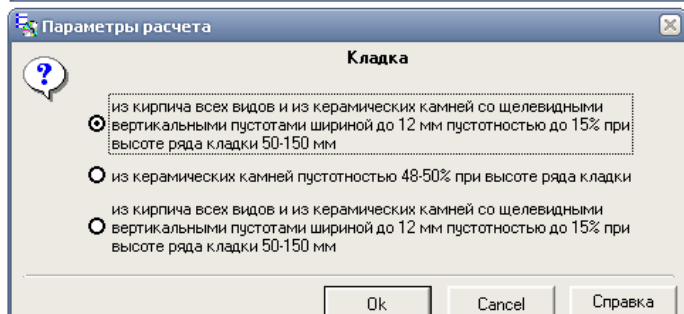
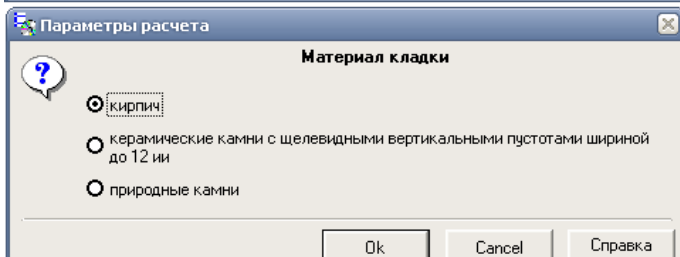
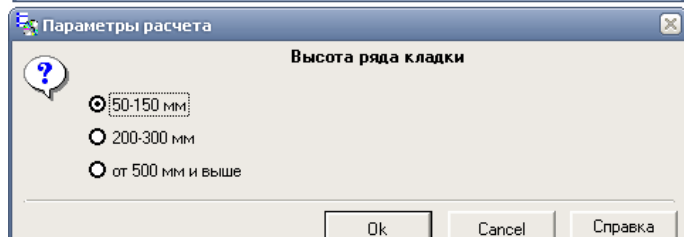
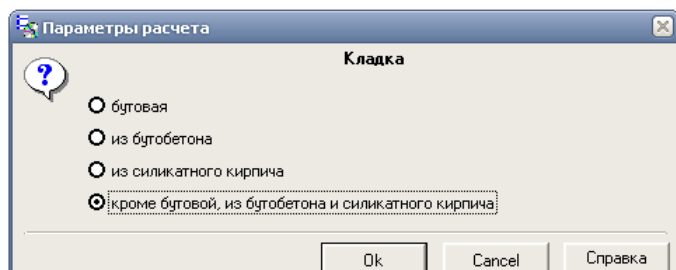
Рис. 11.39. Діалогові вікна для введення параметрів розрахунку



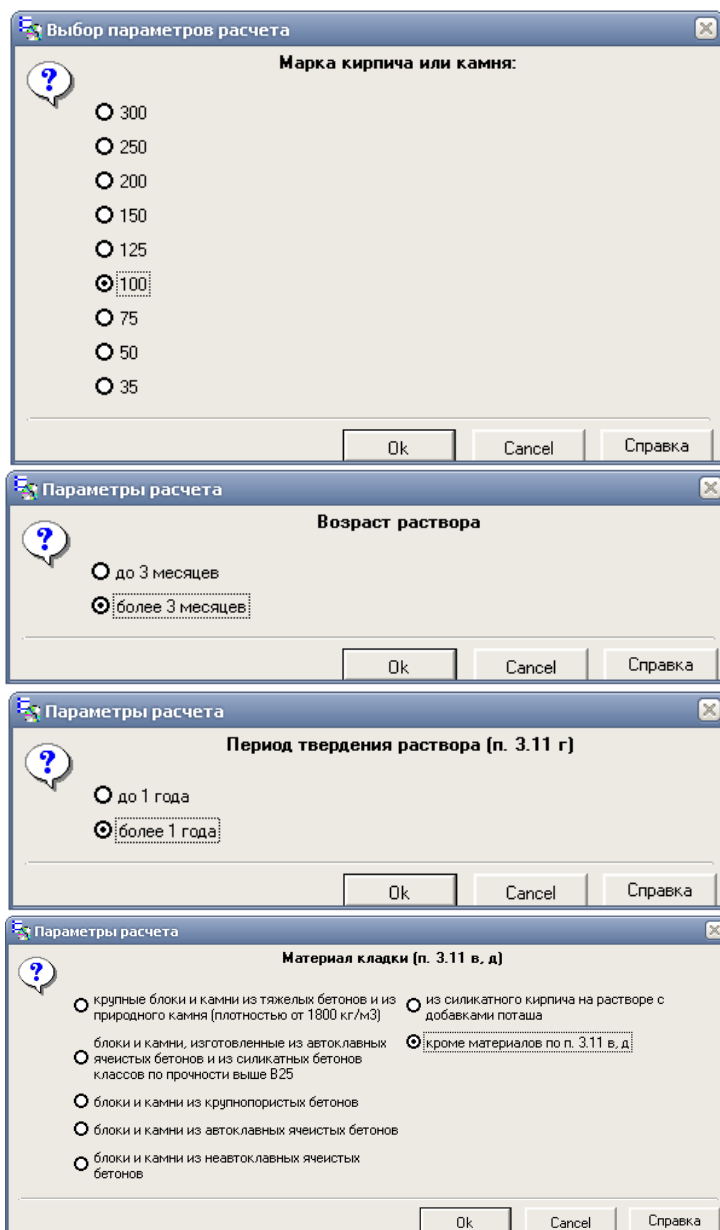


Продовження рис. 11.39

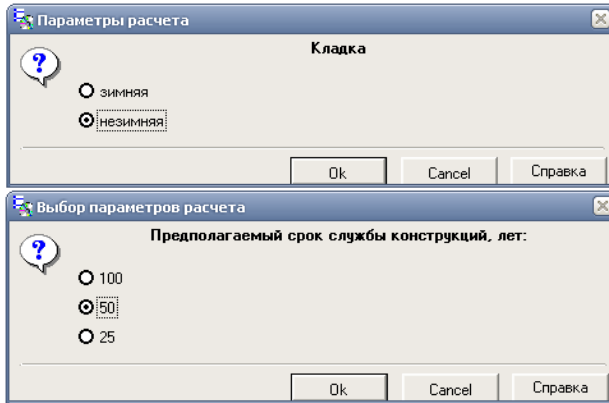




Продовження рис. 11.39



Продовження рис. 11.39



Продовження рис. 11.39

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет.** Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет внецентренно сжатой неармированной кладки таврового сечения

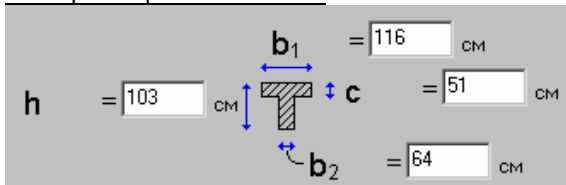
Размеры таврового сечения:

Исходные данные:

Усилия:

- нормальная сила $N = 160$ кН;
- изгибающий момент $M = 72$ кНм.

Размеры таврового сечения:



- высота таврового сечения $h = 103$ см;
- высота полки $c = 51$ см;
- ширина полки $b_1 = 116$ см;

- ширина стенки $b_2 = 64$ см.

Размеры элемента:

- длина элемента $H = 4,78$ м.

Прочность кладки:

- расчетное сопротивление кладки на сжатие $R = 1,5$ МПа (15 кгс/см²).

Результаты расчета:

Сечение - тавровое.

1) Определение границы расчетной сжатой зоны (прил. 6 Пособия к СНиП II-22-81)

Расстояние: $d = h - c = 103 - 51 = 52$ см.

Статический момент: $S_x = b_1 c^2/2 + b_2 d (c + d/2) =$
 $= 116 \cdot 51^2/2 + 64 \cdot 52 \cdot (51 + 52/2) = 407114$ см³.

Площадь сечения: $A = c \cdot b_1 + d \cdot b_2 = 51 \cdot 116 + 52 \cdot 64 = 9244$ см².

Расстояние: $y_1 = S_x/A = 407114/9244 = 44,04$ см.

Момент инерции:

$I = b_1 c^3/12 + b_1 c (y_1 - c/2)^2 + b_2 d^3/12 + b_2 d (d/2 + c - y_1)^2 =$
 $= 116 \cdot 51^3/12 + 116 \cdot 51 \cdot (44,04089 - 51/2)^2 + 64 \cdot 52^3/12 + 64 \cdot$
 $\cdot 52 \cdot (52/2 + 51 - 44,04089)^2 = 7638692,54$ см⁴.

Радиус инерции сечения:

$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{7638693/9244} = 28,74$ см.

2) Учет случайного эксцентриситета

Стена - несущая.

Сечение - тавровое. Случайный эксцентриситет: $e_v = 0$.

3) Свободная длина элемента. Нагрузкой является - не только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка.

Расчетная схема - заделка в стены сборных железобетонных перекрытий.

Свободная длина элемента: $l_0 = 0,9 H = 0,9 \cdot 478 = 430,2$ см.

Эксцентриситет: $e_0 = M/N + e_v = 720000/16000 + 0 = 45$ см.

Эксцентриситет - в сторону ребра.

Расстояние: $y_2 = h - y_1 = 103 - 44,04 = 58,96$ см.

Расстояние от ц.т. до наиболее сжатого волокна:

$y = y_2 = 58,96$ см

4) Проверка условия применения формул прил. 6

$y_2 - e_0 = 58,96 - 45 = 13,96 > 0$ см - условие выполнено.

Расстояние: $e_2 = y_2 - e_0 = 58,96 - 45 = 13,96$ см.

Т.к. $e_2 = 13,96$ см $r/d = 52/2 = 26$ см:

Расстояние от точки приложения силы до границы сжатой зоны:

$x = e_2 = 13,96$ см.

Высота сжатой зоны:

$$h_c = 2 e_2 = 2 \cdot 13,96 = 27,92 \text{ см, } h_c > 0 - \text{условие выполнено.}$$

Площадь сжатой части сечения:

$$A_c = 2 \cdot e_2 \cdot b_2 = 2 \cdot 13,96 \cdot 64 = 1786,76 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сжатой зоны:

$$I_c = 8 e_2^3 b_2 / 12 = 8 \cdot 13,95911^3 \cdot 64 / 12 = 116054,48 \text{ см}^4.$$

5) Определение упругой характеристики для неармированной кладки

Материал каменной конструкции - не является бутобетоном.

Марка раствора - 50.

Вид кладки - 7а. Из кирпича глиняного пластического прессования.

Упругая характеристика принимается по табл. 15 $a = 1000$.

Раствор - легкий (до 1500 кг/м³).

Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики следует принимать по табл. 15 с коэффициентом 0,7:

Упругая характеристика неармированной кладки:

$$a = 0,7 a = 0,7 \cdot 1000 = 700.$$

Гибкость:

$$l_i = l_0 / i = 430,2 / 28,74 = 14,96.$$

Коэффициент продольного изгиба принимается по табл. 18 в зависимости от l_i и a :

$$f = 0,98.$$

Гибкость:

$$l_{hc} = H / h_c = 478 / 27,92 = 17,12.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения принимается по табл. 18 в зависимости от l_{hc} и a : $f_c = 0,63$.

Радиус инерции сжатой зоны:

$$i_c = \sqrt{I_c / A_c} = \sqrt{116054,5 / 1786,766} = 8,06 \text{ см.}$$

Коэффициент: $f_i = (f + f_c) / 2 = (0,98 + 0,63) / 2 = 0,8107$ (формула (15); п. 4.7).

6) Определение коэффициента w (табл. 19 СНиП II-22-81)

Пустотность материала кладки - до 25%.

Кладка - из кирпича.

Сечение - тавровое.

Т.к. $h = 103 \text{ см}$ $r_2 \cdot y = 2 \cdot 58,96 = 117,92 \text{ см}$, коэффициент:

$$w = 1 + e_0 / (2 y) = 1 + 45 / (2 \cdot 58,96) = 1,38.$$

$w \leq 1,45$ (95,28 % от предельного значения) - условие выполнено.

7) Продолжение расчета по табл. 19

Т.к. $i \leq 8,7 \text{ см}$, коэффициент $m_g = 1$.

8) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - известна.

9) Продолжение расчета по п. 4.7

$$N = 16000 \text{ кгс } r m_f R A_c w = 1 \cdot 0,81 \cdot 15 \cdot 1786,766 \cdot 1,38 =$$

$$= 30019,79 \text{ кгс (53,3 \% от предельного значения)} - \text{условие}$$

выполнено (формула (13); п. 4.7).

Т.к. $e_0 = 45 \text{ см} > 0,7 \cdot y = 0,7 \cdot 58,95911 = 41,27 \text{ см}$, требуется проверка трещиностойкости и деформаций.

10) Расчет по раскрытию трещин

Кладка - внецентренно нагруженная.

Предполагаемый срок службы конструкций, лет - 50.

Характеристика и условия работы кладки - Без повышенных архитектурных и гидроизоляционных требований.

Коэффициент условий работы принимается по табл. 24 $g_r = 2$.

Вид кладки - неармированная.

Расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе принимается по табл. 10 $R_{ctb} = 1,2 \text{ кгс/см}^2$.

Т.к. $h > 25 \text{ см}$:

Расчетное сочетание нагрузок - основное.

$e_0 = 45 \text{ см}$ $0,9 y = 0,9 \cdot 58,96 = 53,06 \text{ см}$ (84,8 % от предельного значения) - условие выполнено.

11) Продолжение расчета по п. 5.3

Систематический контроль прочности кирпича (камней) и раствора - будет производиться.

$$N = 16000 \text{ кгс } r g_r R_{tb} A / ((A (h-y) e_0 / I) - 1) =$$

$$= 2 \cdot 1,2 \cdot 9244 / ((9244 \cdot (103,33 - 58,96) \cdot 45 / 7638693) - 1) =$$

$$= 15662,45 \text{ кгс (102,15 \% от предельного значения)} - \text{требуемое}$$

условие не выполняется! (формула (33); п. 5.3).

Отже, міцність позацентрово стиснутого простінка забезпечена, оскільки оцінку міцності кам'яних позацентрово стиснутих елементів виконують не за навантаженням, що відповідає виникненню тріщин у розтягнутій зоні, а за навантаженням, що руйнує стиснуту зону перерізу, бо це навантаження одночасно спричиняє руйнування елемента в цілому.

Приклад 11.18. На цегляну стіну товщиною $h = 510$ мм, виконану із цегли пластичного формування марки

100 за міцності розчину 0,2 МПа (2 кгс/см²), опирається система сталевих двотаврових балок (профіль № 20 за ГОСТ 8239-89). Ширина балки – $a = 100$ мм, проліт – $l = 6$ м, крок балок – $b = 1,5$ м, довжина опорної ділянки $a_1 = 200$ мм (рис. 11.47). Рівномірно-розподілене навантаження на балку становить 5 кН/м, опорна реакція балки - $Q = 15$ кН. Перевірити міцність свіжої неармованої кладки на місцеве зминання.

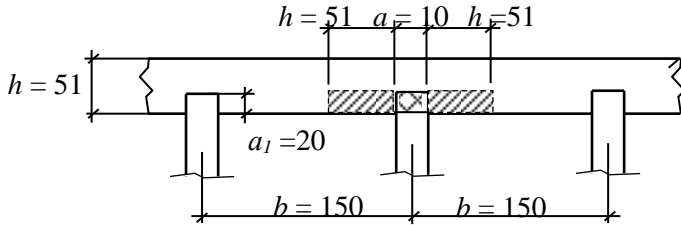


Рис. 11.40. До прикладу 11.18 (розміри - у см)

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, у діалоговому вікні **Новый расчет** (рис. 11.41) вибирають потрібний пункт – *Расчет на смятие свежей неармированной кладки*.

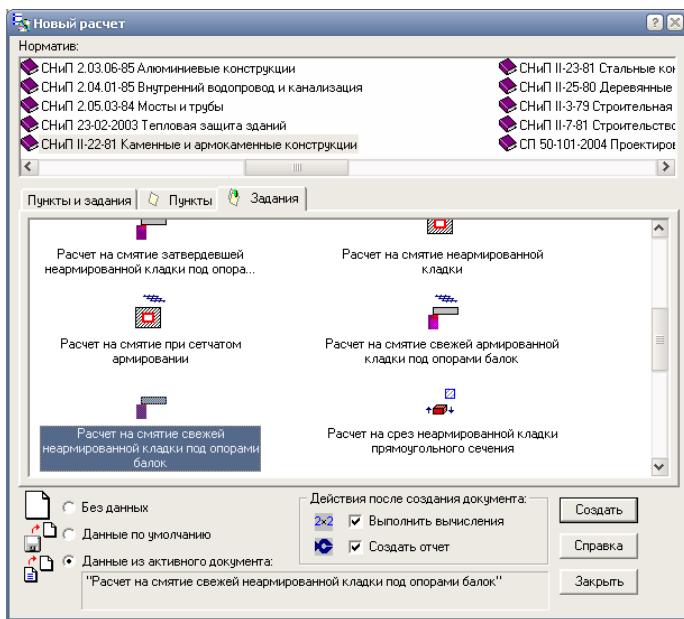


Рис. 11.41. Діалогове вікно „Новий розрахунок”, пункт *розрахунок на зминання свіжої неармованої кладки під опорами балок*

У лівому нижньому кутку діалогового вікна обирають перемикач *Данные по умолчанию* (якщо розрахунок за даним пунктом до цього не виконувався) або *Данные из активного документа* (якщо є відповідний розрахунок). Натискають кнопку **Создать**.

У діалоговому вікні **Параметры расчета – Схема смятия** – вказують потрібний пункт розрахунку – *в(в₁) – при опираии на стену концов прогонов и балок* (рис. 11.42).

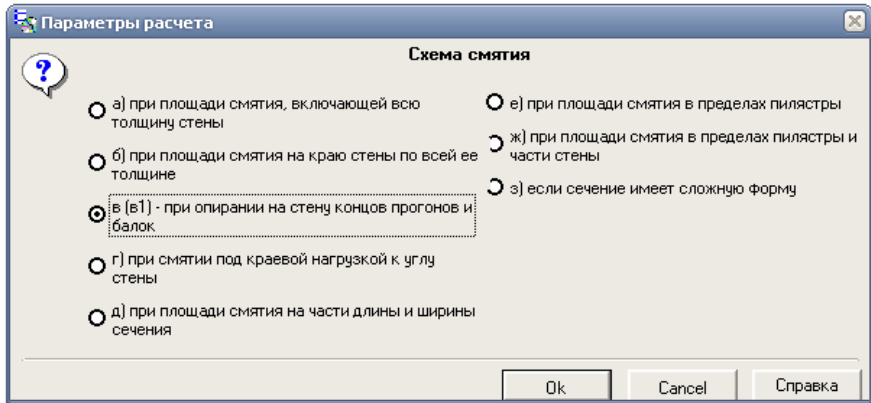



Рис. 11.42. Діалогове вікно „Параметри розрахунку”
(вибір схеми зминання)

У вікні **Параметри смятия** **изгибаемыми элементами** задають профіль балки - для цього натискають на кнопку  і з наведеного списку вибирають потрібний сортament і профіль. Далі заповнюють усі поля даного діалогового вікна, зокрема, вводять дані про погонне навантаження на балку, величину реакції, проліт і крок балок.

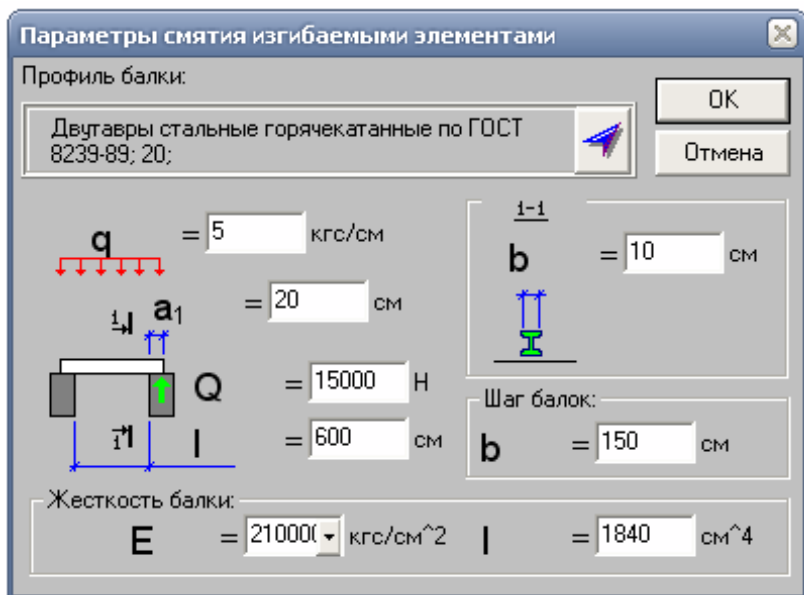
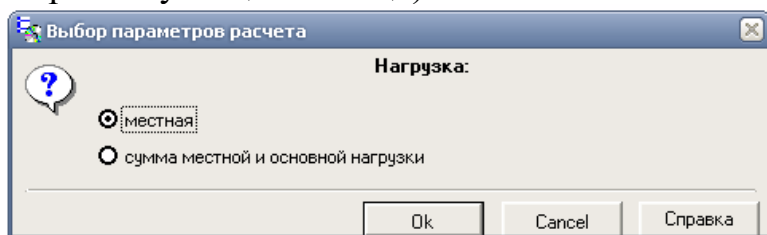


Рис. 11.43. Діалогове вікно „Параметри змінання згинальними елементами”

У вікнах, які будуть з’являтися далі, вказують потрібні параметри розрахунку (дані про навантаження, розміри перерізу, параметри кладки, марки розчину та цегли тощо).



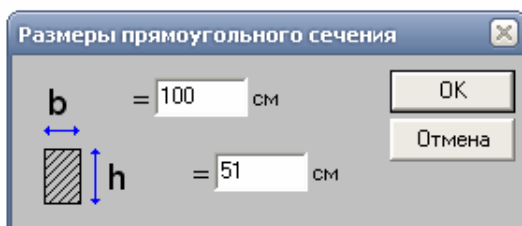
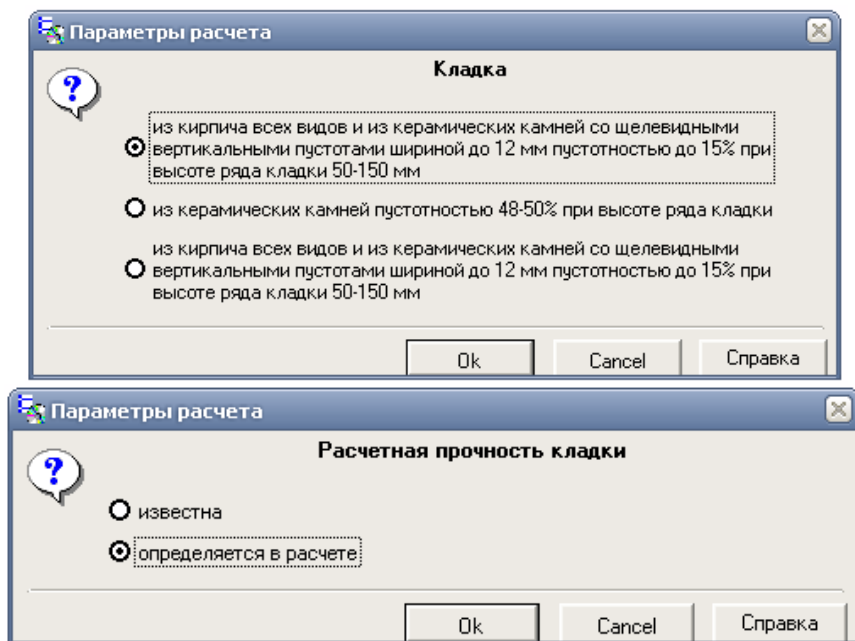
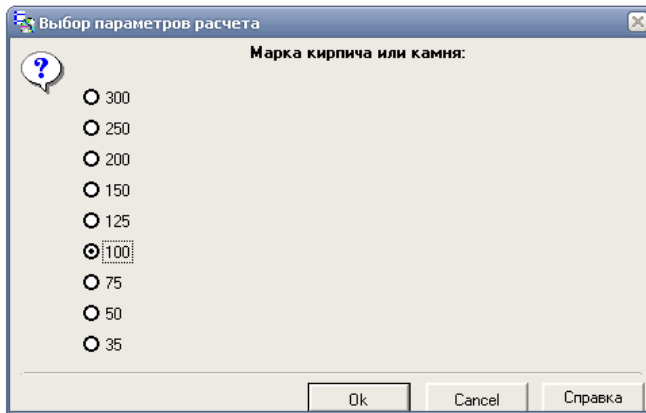


Рис. 11.44. Диалогові вікна для введення параметрів розрахунку





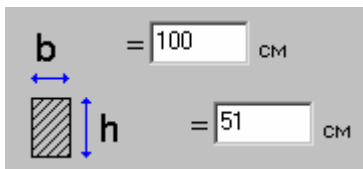
Продовження рис. 11.44

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет.** Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет на смятие свежей неармированной кладки под опорами балок

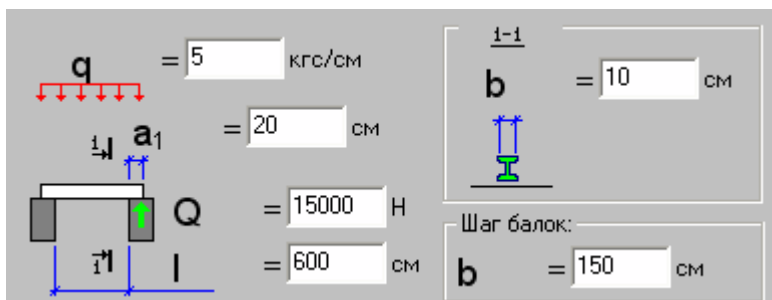
Исходные данные:

Размеры прямоугольного сечения:



- Толщина сечения $h = 51$ см;
- Ширина сечения $b = 100$ см;

Параметры смятия изгибаемыми элементами:



(Профиль балки - Двутавры стальные горячекатанные по ГОСТ 8239-89; 20):

- Шаг балок $b = 150$ см;
- Ширина балки $b = 10$ см;
- Момент инерции сечения балки $I = 1840$ см⁴;
- Модуль упругости материала балки $E = 2100000$ кгс/см²;
- Равномерно-распределенная нагрузка на балку

$$q = 0,5 \text{ тс/м} = 0,5 / 0,1 = 5 \text{ кгс/см};$$

- Пролет балки $l = 600$ см;

$$\text{- Опорная реакция балки } Q = 1,5 \text{ тс} = 1,5 / 0,001 = 1500 \text{ кгс};$$

- Фактическая длина опоры $a_1 = 20$ см;

Результаты расчета:

1) Опираение изгибаемых элементов

Схема смятия - в (в1) - при опирании на стену концов прогонов и балок.

Нагрузка - местная.

Материал кладки - полнотельный кирпич.

Коэффициент принимается по табл. 21 $\alpha_1 = 2$.

В соответствии с п. 4.17 СНиП II-22 длина опорного участка принимается по расчету. Расчет производим по п. 4.15 Пособия к СНиП II-22.

При равномерно-распределенной нагрузке на балки:

тангенс угла наклона оси балки:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= q \cdot (l + a_1)^3 / (24 E \cdot I) = \\ &= 5 \cdot (600 + 20)^3 / (24 \cdot 2100000 \cdot 1840) = 0,01284981. \end{aligned}$$

2) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - определяется в расчете.

Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Кладка - кроме бутовой, из бутобетона и силикатного кирпича.

Высота ряда кладки - 50-150 мм.

Материал кладки - кирпич.

3) Определение расчетного сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм.

Кладка - из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм пустотностью до 15% при высоте ряда кладки 50-150 мм.

Марка раствора - при прочности раствора 2 кг/см².

Марка кирпича или камня - 100.

Расчетное сопротивление кладки сжатию с учетом понижающих коэффициентов принимается по табл. 2 $R = 8$ кгс/см².

Прочность кладки определяется без понижающих коэффициентов.

4) Учет коэффициентов условия работы

Сечение - прямоугольное.

Площадь сечения: $A = b \cdot h = 100 \cdot 51 = 5100$ см².

Т.к. $A > 3000$ см² – коэффициент условий работы по п. 3.11а: $g_{cI} = 1$

Коэффициент условий работы по п. 3.11б: $g_{cII} = 1$.

Период твердения раствора (п. 3.11 г) - до 1 года.

Коэффициент условий работы по п. 3.11г: $g_{cIII} = 1$.

Материал кладки (п. 3.11 в, д) - кроме материалов по п. 3.11 в, д.

Коэффициент условий работы по п. 3.1в,д: $g_{cIV} = 1$.

Коэффициент условия работы:

$$g_c = g_{cI} g_{cII} g_{cIII} g_{cIV} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.$$

Кладка - незимняя.

Коэффициент условий работы по табл. 33: $g_{cI} = 1$.

Расчетное сопротивление кладки сжатию с учетом понижающих коэффициентов:

$$R = g_c \cdot g_{cI} \cdot R = 1 \cdot 1 \cdot 8 = 8 \text{ кгс/см}^2.$$

Вид кладки - из кирпича.

Коэффициент принимается по табл. 14 $k = 2$.

Временное сопротивление кладки сжатию:

$$R_u = k \cdot R = 2 \cdot 8 = 16 \text{ кгс/см}^2 \text{ формула (3); п. 3.20).}$$

5) Продолжение расчета по п. 4.17

Кладка - свежая.

Коэффициент постели:

$$c = 35 R_u / b = 35 \cdot 16 / 10 = 56 \text{ кгс/см}^2.$$

Полезная длина опоры:

$$a_0 = \sqrt{2Q / c \cdot b \cdot \operatorname{tg} \alpha} = \sqrt{2 \cdot 1500 / (56 \cdot 10 \cdot 0,01284981)} = 20,42 \text{ см.}$$

Т.к. $a_1 = 20$ см $<$ $a_0 = 20,42$ см - эпюра напряжений под концом балки принимается по трапеции.

Среднее напряжение под концом балки:

$$s_0 = Q / (a_1 \cdot b) = 1500 / (20 \cdot 10) = 7,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Коефіцієнт:

$$y = 1/(1+(c a_1 \operatorname{tg} \alpha)/(2 s_0)) = 1/(1+(56 \cdot 20 \cdot 0,01284981)/(2 \cdot 7,5)) = 0,51034665.$$

Расчетная площадь смятия:

$$A_c = a_1 b = 20 \cdot 10 = 200 \text{ см}^2.$$

Т.к. $b = 150 \text{ см} > 2 h = 2 \cdot 51 = 102 \text{ см}$ – площадь смятия:

$$A = A_c + 2 h a_1 = 200 + 2 \cdot 51 \cdot 20 = 2240 \text{ см}^2.$$

б) Продолжение расчета по п. 4.17

Продольная сжимающая сила от местной нагрузки:

$$N_c = Q = 1500 \text{ кгс}.$$

Коефіцієнт:

$$x = (A/A_c) (1/3) = (2240/200) (1/3) = 2,23 \text{ (формула (19); п. 4.14[1])}.$$

Т.к. $x = 2,23 \text{ кгс/см}^2 > x_f = 2 \text{ кгс/см}^2$ - коэффициент $x = x_f = 2$

(формула (19); п. 4.14).

Расчетное сопротивление кладки при смятии:

$$R_c = x R = 2 \cdot 8 = 16 \text{ кгс/см}^2 \text{ (формула (18); п. 4.14)}.$$

Вид кладки - неармированная.

Кладка - кирпичная.

Коефіцієнт:

$$d = 1,5 - 0,5 y = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5103467 = 1,25.$$

$$N_c = 1500 \text{ кгс} \cdot y \cdot d \cdot R_c \cdot A_c = 0,5103467 \cdot 1,25 \cdot 16 \cdot 200 =$$

$$= 2032,94 \text{ кгс (73,78 \% от предельного значения) - условие}$$

выполнено.

Отже, міцність свіжої неармованої кладки на місцеве зминання забезпечена.

Приклад 11.19. Перевірити міцність затверділої неармованої кладки на місцеве зминання (за умовою прикладу 11.18). Розрахунковий опір кладки на стискання прийняти $R = 1,5 \text{ МПа}$ (15 кгс/см^2).

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні (рис. 11.45) - потрібний пункт – *Расчет на смятие затвердевшей неармированной кладки под опорами балок*. Для

скорочення часу на введення даних для нового розрахунку останній створюють на основі даних із активного документа (з попередньої задачі) - для цього активують потрібний файл і в лівому нижньому кутку діалогового вікна обирають перемикач *Данные из активного документа*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

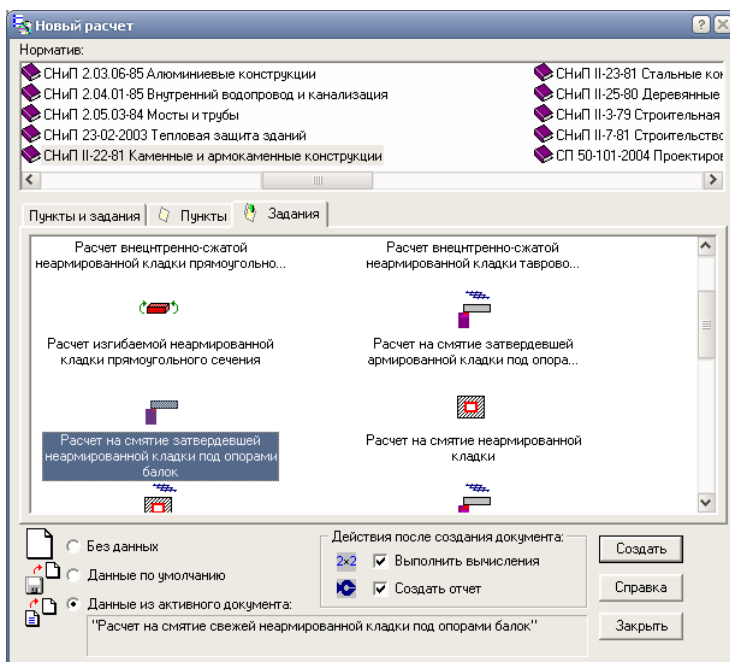


Рис. 11.45. Діалогове вікно „Новий розрахунок”, пункт *розрахунок на зминання затверділої неармованої кладки під опорами балок*

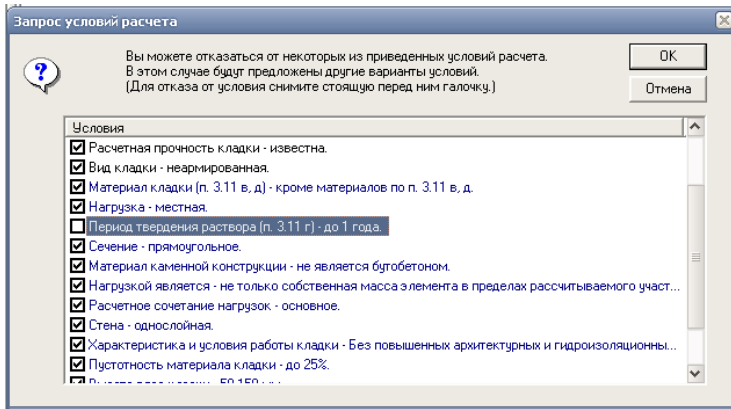



Рис. 11.46. Діалогове вікно „Запит умов розрахунку”

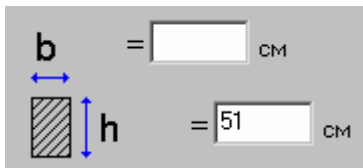
У вікні діалогу **Запрос условий расчета** знімають галочку буля пункту *Период твердения бетона – до 1 года*. Решту даних залишають без змін. Для виконання розрахунку та автоматичного створення звіту натискають на кнопку .

Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет на смятие затвердевшей неармированной кладки под опорами балок

Исходные данные:

Размеры прямоугольного сечения:

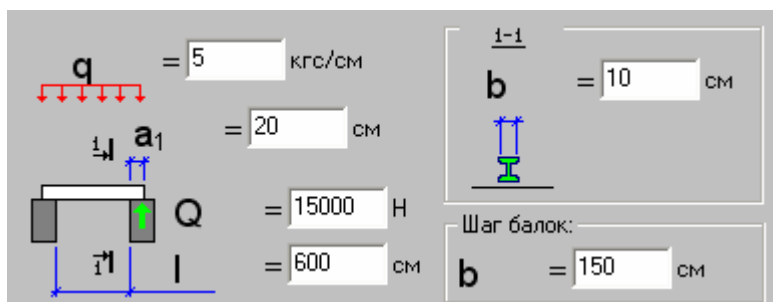


- Толщина сечения $h = 51$ см;

Прочность кладки:

- Расчетное сопротивление кладки сжатию $R = 15 \text{ кгс/см}^2$;

Параметры смятия изгибаемыми элементами:



(Профиль балки - Двутавры стальные горячекатанные по ГОСТ 8239-89; 20):

- Шаг балок $b = 150 \text{ см}$;
 - Ширина балки $b = 10 \text{ см}$;
 - Момент инерции сечения балки $I = 1840 \text{ см}^4$;
 - Модуль упругости материала балки $E = 2100000 \text{ кгс/см}^2$;
 - Равномерно-распределенная нагрузка на балку
- $q = 0,5 \text{ тс/м} = 0,5 / 0,1 = 5 \text{ кгс/см}$;
- Пролет балки $l = 600 \text{ см}$;
 - Опорная реакция балки $Q = 1,5 \text{ тс} = 1,5 / 0,001 = 1500 \text{ кгс}$;
 - Фактическая длина опоры $a_1 = 20 \text{ см}$;

Результаты расчета:

1) Опирание изгибаемых элементов

Схема смятия - в (в1) - при опирании на стену концов прогонов и балок.

Нагрузка - местная.

Материал кладки - полнотельный кирпич.

Коэффициент принимается по табл. 21 $\chi_1 = 2$.

В соответствии с п. 4.17 СНиП II-22 длина опорного участка принимается по расчету. Расчет производим по п. 4.15 Пособия к СНиП II-22.

При равномерно-распределенной нагрузке на балки:

тангенс угла наклона оси балки:

$$\operatorname{tg} \alpha = q \cdot (l + a_1)^3 / (24 E \cdot I) =$$

$$= 5 \cdot (600 + 20)^3 / (24 \cdot 2100000 \cdot 1840) = 0,01284981.$$

2) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - известна.

Вид кладки - из кирпича.

Коэффициент принимается по табл. 14 $k = 2$.

Временное сопротивление кладки сжатию:

Визначення розрахункового опору кладки на стиск

$$R_u = k \cdot R = 2 \cdot 15 = 30 \text{ кгс/см}^2 \text{ (формула (3); п. 3.20).}$$

3) Продолжение расчета по п. 4.17

Кладка - затвердевшая.

Коэффициент постели:

$$c = 50 R_u / b = 50 \cdot 30 / 10 = 150 \text{ кгс/см.}$$

Полезная длина опоры:

$$a_0 = \sqrt{2Q/c \cdot b \cdot \operatorname{tg} \alpha} = \sqrt{2 \cdot 150 / (150 \cdot 10 \cdot 0,01284981)} = 12,47 \text{ см.}$$

Т.к. $a_1 = 20 \text{ см} < a_0 = 20,42 \text{ см}$ - эпюра напряжений под концом балки принимается по треугольнику.

Коэффициент: $y = 0,5$.

Расчетная площадь смятия:

$$A_c = a_0 \cdot b = 12,47575 \cdot 10 = 124,7575 \text{ см}^2.$$

Т.к. $b = 150 \text{ см} > 2h = 2 \cdot 51 = 102 \text{ см}$ - площадь смятия:

$$A = A_c + 2h a_0 = 124,7575 + 2 \cdot 51 \cdot 12,47575 = 1397,284 \text{ см}^2.$$

4) Продолжение расчета по п. 4.17

Продольная сжимающая сила от местной нагрузки:

$$N_c = Q = 15 \text{ кН} = 1500 \text{ кгс.}$$

Коэффициент: $x = (A / A_c)^{(1/3)} = (1397,284 / 124,7575)^{(1/3)} = 2,23737788$
(формула (19); п. 4.14).

Т.к. $x = 2,237378 \text{ кгс/см}^2 > x_1 = 2 \text{ кгс/см}^2$, коэффициент: $x = x_1 = 2$
(формула (19); п. 4.14).

Расчетное сопротивление кладки при смятии:

$$R_c = x R = 2 \cdot 15 = 30 \text{ кгс/см}^2 \text{ (формула (18); п. 4.14 [1]).}$$

Вид кладки - неармированная.

Кладка - кирпичная.

Коэффициент:

$$d = 1,5 - 0,5y = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5103467 = 1,25.$$

$$N_c = 1500 \text{ кгс} \cdot r \cdot y \cdot d \cdot R_c \cdot A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 30 \cdot 124,7575 = 2339,2 \text{ кгс}$$

(64,12 % от предельного значения) - условие выполнено.

Отже, міцність затверділої неармованої кладки на місцеве зминання забезпечена.

Приклад 11.20. Перевірити стіну на місцеве зминання під залізобетонною балкою, яка безпосередньо на неї опирається. Стіна запроектована з глиняної цегли марки 125 на розчині марки 75, товщиною $h = 510$ мм. Стіна армується сітками з квадратними чарунками зі сталі класу Вр-І діаметром 5 мм, розмір чарунок $c = 50$ мм, що укладаються через три ряди кладки з кроком $s = 215$ мм. Ширина залізобетонної балки - $b = 200$ мм, опорна реакція – $N_c = 150$ кН.

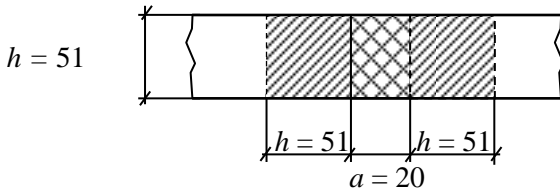


Рис. 11.47. До прикладу 11.20 (розміри в см)

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні (рис. 11.48) - потрібний пункт – *Расчет на смятие при сетчатом армировании*.

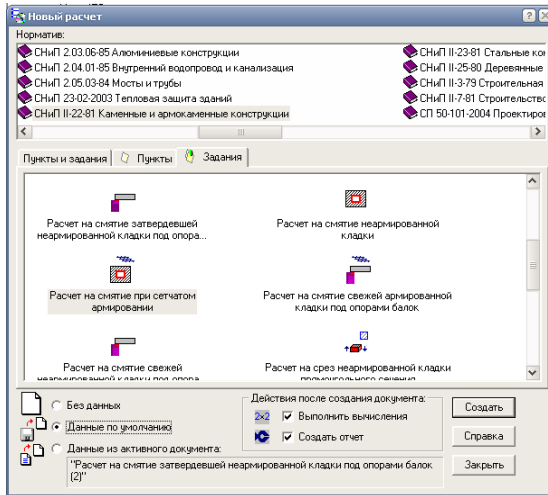


Рис. 11.48. Діалогове вікно „Новий розрахунок”, пункт *розрахунок на зминання при сітковому армуванні*

Для скорочення часу на введення даних для нового розрахунку останній створюють на основі даних із активного документа - для цього активують потрібний файл і в лівому нижньому кутку діалогового вікна обирають перемикач *Данные из активного документа*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

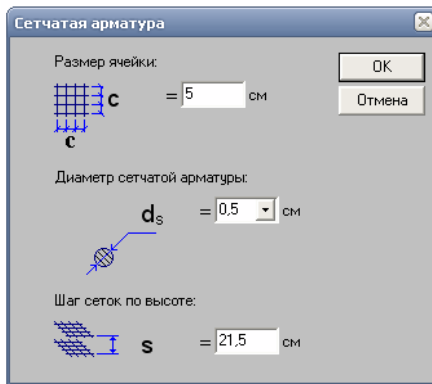


Рис. 11.49. Діалогове вікно „Сіткова арматура”

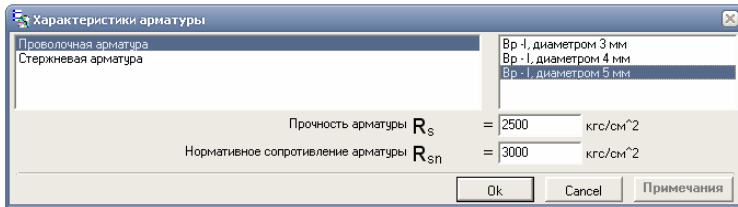


Рис. 11.50. Діалогове вікно „Характеристики арматури”

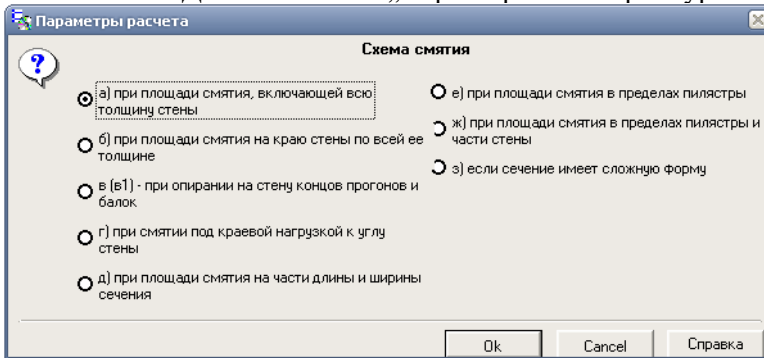


Рис. 11.51. Діалогове вікно „Параметри розрахунку”, вибір схеми змінання

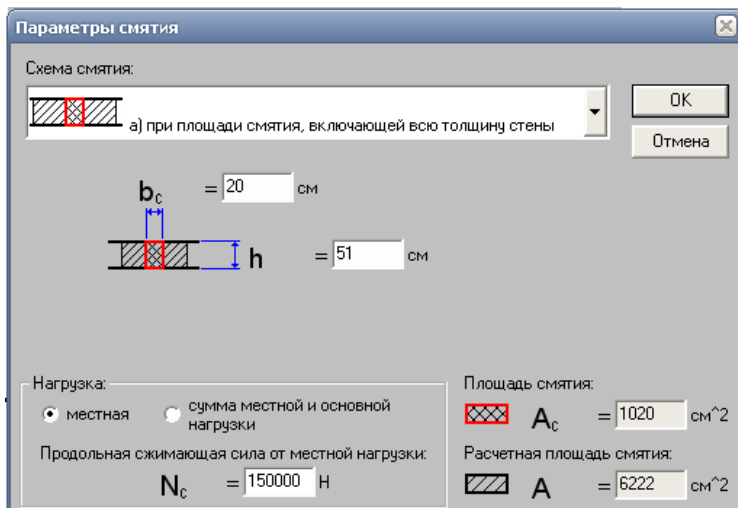


Рис. 11.52. Діалогове вікно „Параметри змінання”

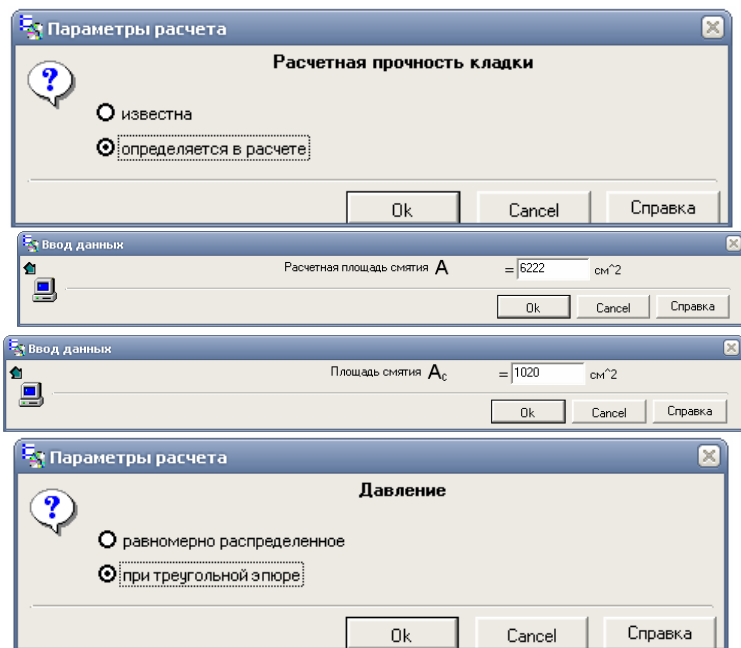


Рис. 11.53. Діалогові вікна для введення параметрів розрахунку

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет и создан отчет**. Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет на смятие при сетчатом армировании

Исходные данные:

Размеры прямоугольного сечения:

- $h = 51$ см;

Характеристики арматуры:

(Проволочная арматура; $V_p - I$, диаметром 5 мм):

- $R_s = 2500$ кгс/см²;

- $R_{sn} = 3000$ кгс/см²;

Сетчатая арматура:

- $c = 5$ см;

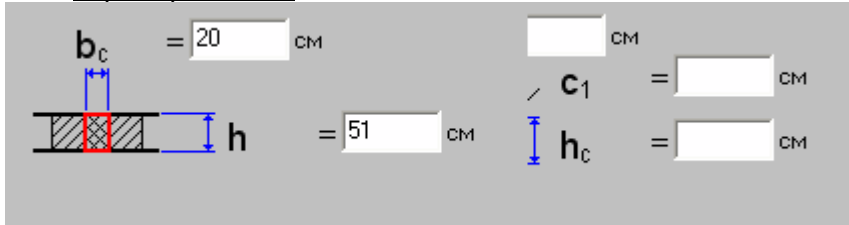
- $s = 21,5$ см;

- $d_s = 0,5$ см;

Прочность кладки:

- $R = 19$ кгс/см²;

Параметры смятия:



(Схема смятия - а) при площади смятия, включающей всю толщину стены):

- $N_c = 150000$ Н = $150000 / 10 = 15000$ кгс;

- $b_c = 20$ см;

- $A_c = 1020$ см²;

- $A = 6222$ см².

Результаты расчета:

1) Расчет на смятие

Схема смятия - а) при площади смятия, включающей всю толщину стены.

Нагрузка - местная.

Материал кладки - полнотелый кирпич.

По табл. 21 $\chi_j = 2$.

2) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - известна.

$\chi = (A / A_c)^{(1/3)} = (6222/1020)^{(1/3)} = 1,827$ (формула (19); п. 4.14).

$\chi = 1,827$ кгс/см² $\chi_j = 2$ кгс/см² (91,358 % от предельного значения)

- условие выполнено (формула (19); п. 4.14).

$R_c = \chi \cdot R = 1,827 \cdot 19 = 34,7$ кгс/см² (формула (18); п. 4.14).

Вид кладки - с сетчатым армированием.

$A_{st} = 3,14159 d_s^2/4 = 3,14159 \cdot 0,5^2/4 = 0,19635$ см² .

$m = (2 A_{st}/(c \cdot s)) \cdot 100 = (2 \cdot 0,19635/(5 \cdot 21,5)) \cdot 100 = 0,3653$ % .

Пустотность материала кладки - до 25%.

$R_{sk} = R + 2 m R_s / 100 = 19 + 2 \cdot 0,365 \cdot 2500 / 100 = 37,26$ кгс/см²

(формула (27); п. 4.30).

$R_{sk} = 37,26$ кгс/см² $\chi R = 2 \cdot 19 = 38$ кгс/см² (98,05% от предельного

значения) - условие выполнено.

3) Продолжение расчета по п. 4.14

$R_c = \max (R_c; R_{sk}) = \max (34,7; 38) = 38,265$ кгс/см² .

4) Продолжение расчета по п. 4.13

Давление - при треугольной эпюре.

$y=0,5$.

Кладка - кирпичная.

$d = 1,5-0,5 \cdot y = 1,5-0,5 \cdot 0,5 = 1,25$.

$N_c = 15000 \text{ кгс } r \cdot y \cdot d \cdot R_c \cdot A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 38,265 \cdot 1020 = 24393,94 \text{ кгс}$

(61,49 % от предельного значения) - условие выполнено.

Міцність стіни на місцеве змінання під залізобетонною балкою забезпечена.

Приклад 11.21. Визначити несучу здатність позациентрово-навантаженого армованого цегляного стовпа перерізом $b \times h = 510 \times 640$ мм висотою $H = 4,6$ м. Ексцентриситет прикладання навантаження у напрямку більшої сторони перерізу становить $e_0 = 60$ мм. Цегла стовпа - глиняна пустотіла напівсухого пресування марки 125, розчин цементно-вапняний марки 50. Стовп армують сітками з квадратними чарунками зі сталі класу Вр-I діаметром 5 мм, із розміром чарунок $c = 60$ мм, що вкладаються через три ряди кладки з кроком $s = 215$ мм.

Алгоритм розрахунку

У меню **Файл** вибирають команду **Новый расчет**, а в однойменному діалоговому вікні (рис. 11.54) - потрібний пункт – *Расчет внецентренно-сжатой армированной кладки прямоугольного сечения*. Для скорочення часу на введення даних для нового розрахунку у лівому нижньому кутку діалогового вікна

обирають перемикач *Данные по умолчанию*. Після цього натискають кнопку **Создать**.

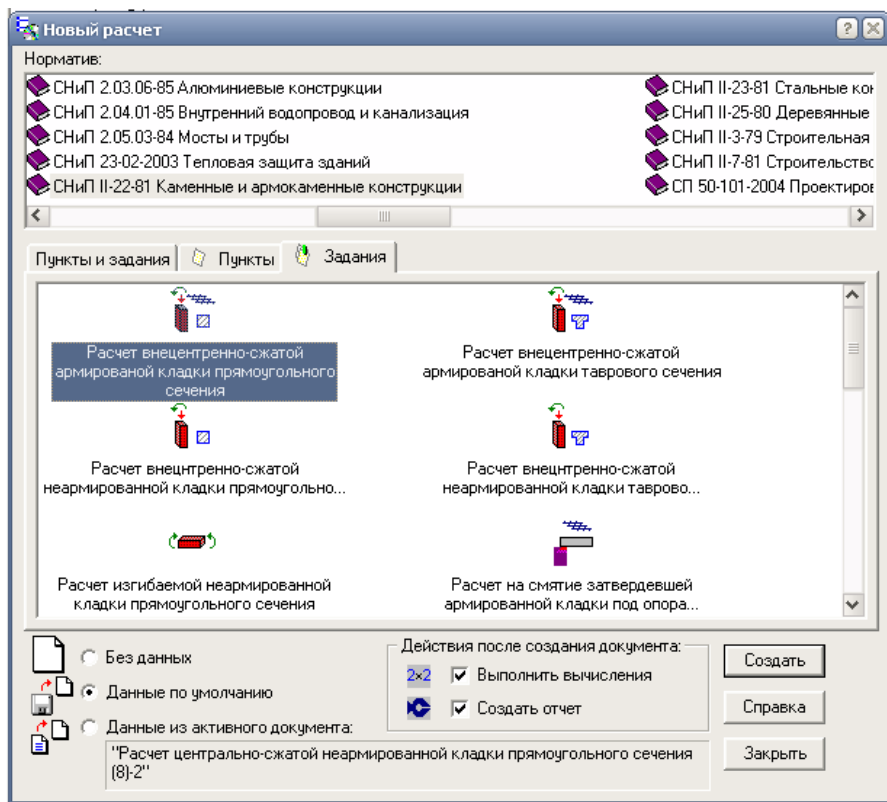


Рис. 11.54. Діалогове вікно „Новий розрахунок”, пункт *розрахунок поцентрово стиснутої армованої кладки прямокутного перерізу*

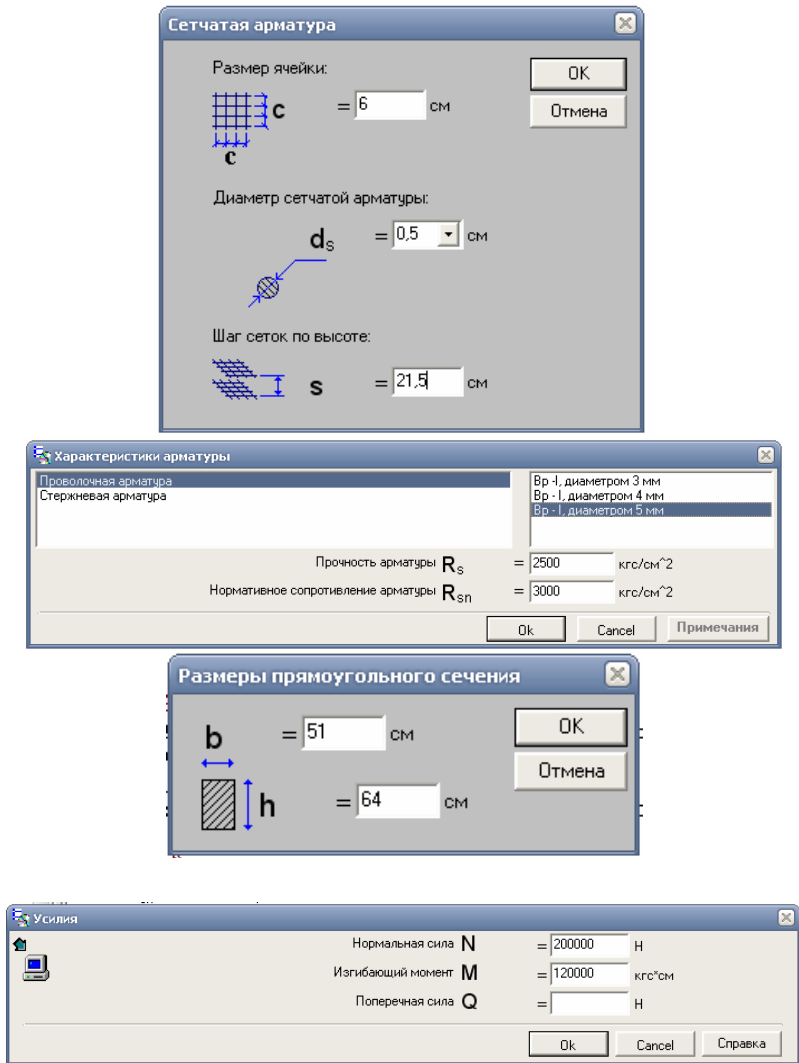


Рис. 11.55. Диалогові вікна для введення параметрів розрахунку

Після введення усіх необхідних для розрахунку даних програма видає повідомлення **Выполнен расчет**

и создан отчет. Звіт, сформований програмою, наведено нижче мовою оригіналу.

Расчет внецентренно-сжатой армированной кладки прямоугольного сечения

Исходные данные:

Усилия:

- $N = 200000 \text{ Н} = 200000 / 10 = 20000 \text{ кгс}$;

- $M = 120000 \text{ кгс см}$;

Размеры прямоугольного сечения:

- $h = 64 \text{ см}$;

- $b = 51 \text{ см}$;

Размеры элемента:

- высота $H = 460 \text{ см}$;

Характеристики арматуры:

(Проволочная арматура; Вр - I, диаметром 5 мм):

- $R_s = 2500 \text{ кгс/см}^2$;

- $R_{sn} = 3000 \text{ кгс/см}^2$;

Сетчатая арматура:

- $c = 6 \text{ см}$;

- $s = 21,5 \text{ см}$;

- $d_s = 0,5 \text{ см}$;

Прочность кладки:

- $R = 25 \text{ кгс/см}^2$.

Результаты расчета:

1) Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием
(начало расчета)

Сечение - прямоугольное.

2) Свободная длина элемента

Нагрузкой является - не только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка.

Расчетная схема - шарнирное опирание на неподвижные опоры.



$$l_0 = H = 460 \text{ см.}$$

$$l_h = l_0 / h = 460 / 64 = 7,1875 \text{ (формула (12); п. 4.7).}$$

3) Учет случайного эксцентриситета

Стена - несущая.

Требуется учет случайного эксцентриситета при толщине стены 25см и менее.

Т.к. $h > 25$ см, $e_v = 0$ см.

$N = 20000$ кгс.

$N > 0$ кгс - условие выполнено.

$e_0 = M/N + e_v = 120000/20000 + 0 = 6$ см.

$e_0 = 6$ см $\leq h/2 - 0,01 H = 64/2 - 0,01 \cdot 460 = 27,4$ см (21,9% от предельного значения) - условие выполнено.

$A = b h = 51 \cdot 64 = 3264$ см².

Условие возможности применения формулы (14):

$1 - 2 e_0/h = 1 - 2 \cdot 6/64 = 0,8125 \geq 0$ см² - условие выполнено.

$A_c = A (1 - 2 e_0/h) = 3264 \cdot (1 - 2 \cdot 6/64) = 2652$ см² (формула (14); п. 4.7).

$y = h/2 = 64/2 = 32$ см.

$I = b h^3/12 = 51 \cdot 64^3/12 = 1114112$ см⁴.

4) Определение упругой характеристики для неармированной кладки

Материал каменной конструкции - не является бутобетоном.

Марка раствора - 50.

Вид кладки - 7а. Из кирпича глиняного пластического прессования.

По табл. 15 $a = 1000$.

Раствор - тяжелый (1500 кг/м³ и более).

По табл. 18 в зависимости от l_{hc} и a $f = 0,93625$.

Проверка условия применения формулы $h_c = h - 2 e_0 > 0$:

$h - 2 e_0 = 64 - 2 \cdot 6 = 52 > 0$ см - условие выполнено.

$h_c = h - 2 e_0 = 64 - 2 \cdot 6 = 52$ см.

$l_{hc} = H/h_c = 460/52 = 8,84615$.

По табл. 18 в зависимости от l_{hc} и a $f_c = 0,90308$.

$f_l = (f + f_c)/2 = (0,93625 + 0,90308)/2 = 0,91967$ (формула (15); п. 4.7).

5) Определение коэффициента w (табл. 19 СНиП II-22-81)

Пустотность материала кладки - до 25%.

Кладка - из кирпича.

$w = 1 + e_0/h = 1 + 6/64 = 1,09375$.

Т.к. $h \leq 30$ см:

$m_g = 1$.

6) Определение расчетного сопротивления кладки сжатию

Расчетная прочность кладки - известна.

$A_{st} = 3,14159 d_s^2/4 = 3,14159 \cdot 0,5^2/4 = 0,19635$ см².

$m = (2 A_{st}/(c \cdot s)) 100 = (2 \cdot 0,19635/(6 \cdot 21,5)) \cdot 100 = 0,30442$ %.

7) Продолжение расчета по п. 4.31

$R_{skb} = R + (2 m R_s/100) (1 - 2 e_0/y) = 25 + (2 \cdot 0,30442 \cdot 2500/100) \cdot (1 - 2 \cdot 6/32) = 34,51313$ кгс/см² (формула (31); п. 4.31).

$R_{skb}=34,51313$ кгс/см² r $2R = 2 \cdot 25=50$ кгс/см² (69,03% **от предельного значения**) - условие выполнено .

Систематический контроль прочности кирпича (камней) и раствора - не будет производиться.

$N = 20000$ кгс r $0,8 m_g f_1 R_{skb} A_c w = 0,8 \cdot 1 \cdot 0,91967 \cdot 34,51313 \cdot 2652 \cdot 1,09375 = 73654,27$ кгс (27,15% **от предельного значения**) - условие выполнено (формула (29); п. 4.31).

8) Проверка условий примечаний к п. 4.31

$e_0 = 6 r 0,17 h = 0,17 \cdot 64 = 10,88$ (55,15 % **от предельного значения**) - условие выполнено.

$l_h r 15$ (47,92 % **от предельного значения**) - условие выполнено.

$m_{max} = 50 R / ((1-2 e_0/y) R_y) = 50 \cdot 25 / ((1-2 \cdot 6/32) \cdot 2500) = 0,8$ %.

$m_{max} \leq 0,1$ % (800% **от предельного значения**) - условие выполнено.

$m = 0,30442$ % r $m_{max} = 0,8$ % (38,05 % **от предельного значения**) -

условие выполнено.

Несуча здатність позацентрово-навантаженого армованого цегляного стовпа забезпечена.

Л І Т Е Р А Т У Р А

1. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Информатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування. Підручник для вузів. – К.: Каравела, 2004.- 260 с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общ. курс.- М.: Стройиздат, 1985. - 782 с.
3. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций: Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2006. – 568 с.
4. Вахненко П.Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції. – К.: ІСДО, 1993.- 260 с.
5. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. – К.: Кн. изд-во НАУ, 2006. – 805 с.
6. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие. Харьков: НТУ „ХПИ”, 2003.- 889 с.

7. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
8. ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. - К.: Мінбуд України, 2006. - 72 с.
10. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Норми проектування. - К.: Мінбуд України, 2006. - 73 с.
11. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ). - К.: Держспоживстандарт України, 2007, - 19 с.
12. ДСТУ Б В.2.7-23-95. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.
13. ДСТУ Б В.2.7-61-97. Цегла і камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови.–К.: Держкоммістобудування України, 1997, - 30 с.
14. ДСТУ Б В.2.7-7-94. Будівельні матеріали. Вироби бетонні стінові дрібноштучні. Технічні умови. – Київ: Держкоммістобудування України, 1994. – 37 с.
15. ДСТУ Б В.2.7-80-98. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови. - Київ: : Держкоммістобудування України, 1999. – 17 с.
16. Залізобетонні конструкції / За ред. проф. Барашикова А. Я. - К.: Вища школа, 1995. - 592 с.
17. Каменные конструкции и их возведение. Справочник строителя. - М., 1977.
18. Кривенко П.В. Будівельні матеріали. -К.:Вища школа, 1993.- 389 с.
19. Пакет прикладных программ NormCAD. Версия 5.4. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. ООО „Центр развития систем автоматизированного проектирования „Сапротон”, 2008.
20. Программный комплекс проектирования железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий МОНОМАХ. Раздел 8. Кирпич. Программа проектирования кирпичных стен зданий. Руководство пользователя. НИИАСС. К., 2006.
21. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81*. Каменные и армокаменные

- конструкції. Нормы проектирования) / ЦНИИСК им. Куче-ренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.
22. Програма „Камин”. Версія 2.7.1.0. SCAD Soft. – К., 2006.
 23. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика /Под ред. Вахненко П.Ф. - К.: Будівельник, 1987. - 424 с.
 24. Семенов А.А., Габитов А.И. Проектно-вычислительный комплекс SCAD в учебном процессе: Учебное пособие. – М.: Изд-во Ассоциации стр. вузов, 2005. – 152 с.
 25. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. - 89 с.
 26. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. - М.: Стройиздат, 1983. - 40 с.
 27. Фалевич Б.Н., Штригер К.Ф. Проектирование каменных и крупнопанельных конструкций. -М.: Высш. шк., 1983.-192 с.
 28. Юсипенко С.В., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Рассказов А.А. МОНОМАХ 4.0. Примеры расчета и проектирования: Учебное пособие. – К.: Факт, 2005. – 263 с.
 29. Юсипенко С.В., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Рассказов А.А. МОНОМАХ 4.2. Примеры расчета и проектирования. Приложение к учебному пособию. – К.: Факт, 2006. – 36 с.

ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

Аварійні сполучення навантажень	62
Аналіз несучої здатності перерізу	197
Анкерування	153
Аркові перемички	156
Арматура	22
Армована зовнішня стіна	211
Армокам'яні конструкції	209
Армування	94
Багатошарові стіни	145
Бетони	8
Боковий тиск ґрунту	151
Бутова кладка	25
Види кладок	23,
Випадковий ексцентриситет	84
Відносна деформація кладки	52
Відносні деформації	114

Відсоток армування	96, 97
Вітрові навантаження	71, 137
Власна вага конструкцій	63
Водопоглинання	17
Гнучкі в'язі багатошарових стін	146
Гнучкість	76
Граничне значення навантаження	58
Граничні відхилення	16
Граничні прольоти перемичок	156
Групи кладок	126
Густина бетонів	63
Густина ґрунтів	64, 65
Густина природних каменів	63
Густина ручної кладки	64
Деформативність кладки	48
Деформації усадки кладки	53
Деформаційні шви	160
Діагностика можливих помилок	180
Діагностика створеної моделі	184
Експлуатаційне значення навантаження	58
Ексцентриситети	79, 84, 134
Елементи з поздовжнім армуванням	100
Епізодичні навантаження	61
Етапи роботи у NormCAD	225
Ефект „обойми”	85
Ефективна площа	86, 88
Ефективні керамічні вироби	11,
Жорсткі в'язі багатошарових стін	146
Жорсткі опори	129
Захисний шар	103
Згинальні елементи	90
Зимова кладка	44, 162
Змінання	85
Змінні короткочасні навантаження	60
Змінні тривалі навантаження	60
Зріз	91, 180
Ідентифікація конструктивної схеми	184
Ізополя	189
Імпорт файлу	176
Камені	7, 8,
Камені керамічні лицьові	9

Камені керамічні рядові	9
КАМИН – довідкова інформація	220
Квазіпостійне значення навантаження	58, 66, 67
Класи бетонів	8
Класифікація за густиною	11
Класифікація за маркою	9, 10, 18, 20
Класифікація за розмірами	10
Класифікація навантажень	56
Клямер	30
Коефіцієнт географічної висоти	70, 72
Коефіцієнт лінійного розширення	53
Коефіцієнт надійності за навантаженням	68, 69, 71, 73
Коефіцієнт поздовжнього згину	76
Коефіцієнт сполучень	68
Коефіцієнт тертя	53
Коефіцієнт умов роботи	77, 84
Комплексні конструкції	116
Конструктивна висота перемички	156
Крок триангуляції	175, 187
Лицьові вироби	9
Марки каменів за міцністю	8, 9
Межа міцності	36
Місцевий стиск	85
Міцність кладки	36
Модуль деформацій кладки	48, 51
Модуль зсуву кладки	53
Модуль пружності	49, 51
Морозостійкість	8, 19, 20
Напружений стан	34
Облицювання стін	26, 27
Обойма	23, 121
Основні сполучення навантажень	62
Осьовий розтяг	92
Пакет прикладних програм NormCAD	223
Перев'язка швів	23, 24,
Перемички	154
Підсилення обоймами стіни будівлі	215
Пластичні деформації	35
Повзучість матеріалу кладки	52
Позацентровий стиск	79
Полегшені кладки	28,

Порожнисті вироби	12, 13, 14, 15
Постійні навантаження	59
Початковий модуль деформацій	49
Початковий модуль пружності	48
Програма КАМИН	194
Проріз у стіні	218
Протиморозні домішки	163, 164
Пружна характеристика кладки	49, 50
Пружні опори	130
Режими роботи програми КАМИН	199
Реконструйовані конструкції	213
Рівномірно розподілені навантаження	66
Розкриття тріщин	111
Розпір перемичок	157, 158
Розрахункова висота елемента	78
Розрахункова висота перемички	157
Розрахункова площа	86, 87, 88, 89
Розрахунковий опір армованої кладки	97, 98
Розрахунковий опір кладки	38
Розрахункові значення навантажень	58
Розрахунок армованої кладки	99, 104
Розрахунок за граничними станами	55
Розрахунок за деформаціями	114
Розрахунок за розкриттям тріщин	111
Розрахунок методом скінченних елементів	175
Розтяг кладки	92
Розчини	21
Розшарування кладки	23, 35
Руйнування	35, 37
Рядові вироби	9
Рядові перемички	154
Сітки типу „зигзаг”	94, 95, 96
Сіткове армування	94
Скінченно-елементна схема	187
Снігові навантаження	69
Сполучення навантажень	61
Спосіб заморожування	163
Стадії напружено-деформованого стану	35
Статичний момент	106
Стиснута зона	82
Стіни	125

Стіни підвалів	150
Суцільні кладки	25, 26, 27
Тимчасовий опір армованої кладки	99
Тимчасовий опір кладки	49
Товщина шва	25
Тріщини	35
Умови забезпечення надійності	56
Усадка	53
Утворення тріщин	109
Формування розрахунково-пояснювальної записки ...	186
Характеристика гнучкості	76
Характеристичні значення навантажень	57, 62, 66, 67
Центральний стиск	75
Циклічне значення навантаження	58
Ширина розкриття тріщин	84

Глосарій

Автоклавні матеріали – кам'яні матеріали на основі вапняно-кремнеземистих або змішаних в'язучих речовин, що були оброблені насиченою парою в автоклавах.

Анкер (нім. *Anker*, букв. – якір) – деталь конструкції, яка з'єднує її з суміжною конструкцією і протидіє її перекиданню, зсуву або відриву.

Арматура (лат. *armature* - спорядження) – 1) пристрої деталі (клапани, вентиля, вимикачі тощо), які не входять до складу основного обладнання, але забезпечують його роботу; 2) сталеві круглі стержні, прокатні профілі, дріт, вироби з них або неметалеві вироби – склопластикових дріт чи інші матеріали, які розміщують в бетоні для підвищення тримальної здатності бетонних конструкцій. Арматурні стержні, дріт поділяють за класами – А-I (А-240), А-II (А-300), А-III (А-400), А-IV (А-600), А-V (А-800), А-VI (А-1000) (стержні); В-I, В-II (дріт) та за марками (напр., арматура класу А-II марок Вст5 чи 18Г2С си 10 ГТ) залежно від їхнього хімічного складу.

Арматура монтажна – стержнева поздовжня арматура, яку розміщують у зварних і в'язаних каркасах згинальних елементів без розрахунку для створення каркасів.

Арматура періодичного профілю – стержнева арматура, на поверхні якої розміщені спеціальні поперечні, поздовжні або похилі виступи, які забезпечують надійне зчеплення її з бетоном без улаштування анкерних пристосувань на кінцях стержнів.

Армокам'яні конструкції – підсилені стержнями з різних матеріалів кам'яні конструкції (перекриття, колони тощо).

Армування (лат. *armare* – озброювати, оснащувати) – 1) підсилення виробу або конструкції арматурою; 2) зміцнення одного матеріалу шляхом механічного з'єднання його з іншим, більш міцним матеріалом (наприклад, посилення бетону арматурою).

Блок (нім. *Block*) – стіновий елемент із природного або штучного каменю у формі паралелепіпеда з приблизно однаковими трьома розмірами для зведення будинків і споруд. Виготовляють стінові та об'ємні блоки.

Будинки та споруди – об'єкти будівельного виробництва, що мають свої будівельно-технологічні особливості, які визначаються тим, що вони різняться за призначенням, експлуатаційними характеристиками та довговічністю, архітектурно-конструктивними та інженерно-технічними рішеннями, індивідуальними за природними і кліматичними умовами використання; мають значні габарити і масу, потребують значних витрат праці та часу.

Будівельна конструкція – сполучення однорідних або різних матеріалів, призначене для того, щоб сприймати сили, які діють на нього (тримальна конструкція) або для того, щоб обмежити певний простір, приміщення (огорожувальна конструкція). Інколи одна і та ж конструкція є водночас тримальною і огорожувальною.

Будівельні вироби – вироби, з яких складаються конструктивні елементи (стіни кладуть із окремих цеглин, сходи – зі східців і косоурів, перекриття – з окремих плит і балок тощо).

Будівельні матеріали – матеріали (вироби), які застосовуються у будівництві для спорудження будівель.

Будівельні розчини – рідкий стан матеріалів у результаті раціонально підбраної суміші, що складатися із в'язучої, дрібних заповнювачів і наповнювачів, води та модифікованих домішок.

Будівельно-монтажні роботи (БМР) – комплекс робіт, що виконуються безпосередньо на будівельному майданчику для спорудження будівлі: підготовчі, земляні, улаштування паль, монтаж будівельних конструкцій, технологічного устаткування і трубопроводів, бетонні, мулярські, теслярські, столярні, штукатурні, малярні, опоряджувально-монтажні, склярські, облицювальні, санітарно-технічні й електромонтажні, улаштування підлог, покрівельні, ізоляційні, внутрішньобудівельні, транспортні, вантажорозвантажувальні, такелажні роботи, улаштування полотна залізничних і автомобільних шляхів, берегоукріплювальні та інші роботи.

Будівлі – житлові будинки, школи, театри, храми (церкви, собори, монастирі), лікарні, заводські корпуси тощо. Розрізняють будівлі цивільні, громадські, культові, військового призначення, промислові та сільськогосподарські.

Бутовий камінь – великі камені довільної (неправильної) форми розміром до 500 мм, одержують подрібненням скельних гірських порід: вапняку, доломіту, пісковика, рідше граніту. Застосовується для мурування

фундаментів, гідротехнічних споруд, стін допоміжних приміщень та ін. Різновид – бруковий камінь, шматки каменю із довжиною ребра до 300 мм.

Вапно будівельне – в'язуча речовина, що одержується випалюванням кальцієво-магнієвих карбонатних порід-вапняків (осадової гірської породи), крейди, доломітизованих вапняків, доломітів, мергелистих вапняків та ін. Розрізняють: вапно гашене, негашене, натрове тощо.

Вапно гашене – повітряна в'язуча, яке складається переважно з $\text{Ca}(\text{OH})_2$ і $\text{Mg}(\text{OH})_2$, що його одержують гасінням (гідратацією) грудкуватого або змеленого негашеного вапна.

Вапно гідралічне – гідралічна в'язуча речовина, одержана спалюванням при температурі 900-1100°C мергелистих вапняків із вмістом 6-20% глини, швидко тужавіє, набуває з часом водотривкості.

Вапно негашене – повітряна в'язуча, продукт обпалення вапняків, доломітизованих вапняків і доломітів, що складається переважно з CaO , MgO , яке одержують випалюванням карбонатної сировини, що містить не більше 6% за масою породоутворюючих мінералів, глин.

Вапняк – осадова гірська порода, що складається із кальциту або кальцитових скелетних решток організмів.

Вапняки – гірські породи, що широко застосовуються в будівництві. Поділяються на: звичайні (щільні), дуже щільні (мармури), пористі (туфи, черепашники), і землісті (крейда). Об'ємна маса та теплопровідність цих гірських порід коливаються у широких межах.

Верстовий ряд – крайній ряд каменів (цегли) у стіні.

Вироби арматурні – виготовлені заздалегіть каркаси, сітки, пучки, пакети та канати, що використовуються для армування залізобетонних елементів і конструкцій.

Висота стиснутої зони – відстань від найбільш стиснутої точки перерізу елемента до лінії нульових напружень (нейтральної лінії).

Висота стиснутої зони відносна – безрозмірна величина, яка виражає відношення висоти стиснутої зони до робочої висоти перерізу елемента.

Висота стиснутої зони гранична – така висота стиснутої зони, за якої вичерпання несучої здатності бетону настає одночасно з вичерпанням несучої здатності арматури.

Витривалість – здатність (властивість) матеріалів і конструкцій чинити опір руйнуванню при дії багатократно повторювального навантаження.

Вогнетривкість – 1) властивість матеріалу (виробу) протистояти дії високих температур, вогню і гарячої води (в умовах пожежі), витримуючи дію вогню без значної втрати несучої здатності та руйнування; 2) здатність матеріалу витримувати довгодію високої температури, не деформуючись і не розплавляючись.

Водоутримувальна здатність – властивість розчинової суміші утримувати воду при розстиланні розчину на пористу основу, що потрібно

для збереження рухливості розчину на пористій основі, а також запобігання розшаруванню під час перевезення і перекачування насосами.

Водоцементне співвідношення (В/Ц) – 1) відношення маси води змішування до маси цементу; 2) показник, який характеризує вміст води в бетонній суміші, що визначається відношенням маси води до маси цементу (В/Ц).

Втрата стійкості – різкий перехід системи при малих збудженнях із положення нестійкої рівноваги у нове положення, яке здебільшого супроводжується значними зміщеннями, виникненням великих пластичних деформацій або повним руйнуванням.

В'язучі матеріали – речовини мінерального або органічного походження, які мають властивість під впливом фізико-хімічних процесів переходити із пластичного стану в твердий. Вони поділяються на неорганічні (мінеральні) – гіпс, цемент, вапно та органічні – бітумні, дьогтеві.

Гідровлічні властивості цементу – здатність цементу після змішування тужавіти на повітрі й у воді.

Гідратація цементу – хімічна взаємодія цементу з водою з подальшим утворенням кристалогідратів.

Гіпс (грець. *gypsos*) – природний матеріал (мінерал, осадова порода) білого кольору.

Гіпс будівельний, алебастр – застаріла назва гіпсових речовин невисоких марок за міцністю (Г-2, Г-7), що застосовуються для будівельних цілей.

Глина – 1) земляста або уламкова гірська порода, здатна утворювати з водою пластичне тісто, яке, висихаючи зберігає надану йому форму, а після випалювання набуває твердості каменю; 2) незцементована гірська порода, що складається переважно з глинистих мінералів; 3) в'язучий компонент, який застосовують для штукатурних і мурувальних розчинів; 4) продукт природнього руйнування гірських порід

Гравій (фр. *gravier*) – 1) розсипчаста осадова гірська порода, що складається більш як на 50% із незцементованих обкатаних уламків гірських порід розміром до 10 мм; 2) крупний заповнювач для бетону з гладенькою поверхнею зерен, який утворився у результаті вивітрювання гірських порід; 3) неорганічний сипучий будівельний матеріал, одержаний відсівом гравій-піщаних сумішей.

Граничний стан – стан, за якого конструкція, основа, будинок або споруда перестають задовільняти задані експлуатаційні вимоги або вимоги при виконанні робіт (зведенні будинку).

Деформативність – властивість матеріалів, виробів, будинків і споруд змінювати початкову форму під дією фізичних факторів.

Деформація будівлі – зміна форми чи розмірів, а також втрата стійкості у вигляді осадки (зсуву, крену тощо) під дією різних навантажень і впливів.

Деформація температурна – зміна об'єму тіла під впливом технологічної чи кліматичної температурної зміни в навколишньому середовищі.

Довговічність будівель і споруд – 1) граничний строк експлуатації споруд, протягом якого зберігаються їхні гарантовані експлуатаційні властивості; 2) здатність будинків, споруд, їхніх конструкцій та елементів за встановленого режиму експлуатації і ремонту зберігати задані в часі якості, не порушуючи нормальних умов експлуатації до настання граничного стану; 3) здатність будівельної конструкції зберігати властивості (фізико-технічні та експлуатаційні якості), що визначають її функціональну якість на заданому рівні тривалий час; 4) встановлені ступені довговічності: I – для будівель зі строком служби не менше 100 років; II – для будівель зі строком служби не менше 5 років; III – для будівель зі строком служби не менше 20 років.

Дріт арматурний – вид сталеві арматури, одержаної поступовим холодним протягуванням через ряд каліброваних отворів різних діаметрів.

Ексцентриситет – відстань від центра ваги перерізу елемента до точки прикладання поздовжньої сили.

Ексцентриситет випадковий – можливе зміщення стискувальної сили від центра ваги реального перерізу.

Защемлення – жорстке закріплення елемента (конструкції) на опорі, що не допускає ні лінійних, ні кутових переміщень.

Кам'яні матеріали – матеріали, застосовувані в будівництві для мурування фундаментів, стін, улаштування перекриттів, зовнішнього та внутрішнього облицювання, покриття доріг, а також як заповнювачі для бетонів і розчинів.

Карниз (нім. *Karnies*) – частина зовнішньої стіни, горизонтальний виступ, який увінчує її верхню частину і виступає за її площину, підтримує покрівлю і служить для захисту стін від води, що стікає з даху; 2) (в ордерній архітектурі) елемент фасаду будівлі; 3) верхня частина антаблемента, що складається із трьох частин: підтримувальної, слізниці й увінчувальної.

Керамзит (грецьк. *keramos* – глина) – легкий гранульований матеріал із пористою структурою, одержаний випалюванням легкоплавких глинистих порід до їх здуття.

Керамічна цегла – штучний кам'яний будівельний матеріал правильної форми, сформований із глиноутворюючих мінералів, який набуває каменеподібної якості (міцність, водо-, і морозостійкість) після випалювання або обробки паром.

Керамічні будівельні матеріали – будівельні матеріали, одержувані з глини і близьких до неї видів сировини за допомогою формування і подальшого випалювання.

Корозія будівельного матеріалу – незворотній процес погіршення характеристик і властивостей будівельного матеріалу конструкції в

результати хімічної і/або фізико-хімічної чи біологічної дії, а також в наслідок процесів у самому матеріалі.

Крихке руйнування – руйнування, що супроводжується малою деформацією, якою можна знехтувати.

Купол (від італ. *cupola*, лат. *cupula* – бочечка) – склепіння у вигляді напівсфери або сегмента кулі, які набули поширення в архітектурі культових будівель. Нині купол – просторове покриття храмів, а також будинків і споруд громадського призначення (театри, виставкові зали, планетарії, павільйони), що перекиває переважно круглі, багатокутні, еліптичні в плані приміщення.

Легкоукладаність розчину – властивість розчинової суміші легко розстилалася тонким шаром на пористу поверхню і не розшаровуватися при зберіганні, транспортуванні та перекачуванні насосами.

Лицьова цегла і керамічні камені – високоефективні та довговічні опоряджувальні вироби, які, як частина огорожувальної конструкції (наприклад, стіни), виконують одночасно конструктивні та декоративні функції.

Марка будівельних матеріалів – умовний показник властивостей матеріалу, його експлуатаційних якостей (наприклад, марка цегли, що означає її міцність).

Марка каменю – показник якості каменю (наприклад, властивості на стискування або морозостійкість), прийнятий за його середнім значенням.

Марка розчину – середнє значення межі міцності на стискання спеціальних зразків затверділого розчину (кубиків 70,7x70,7x70,7 мм), випробуваних у віці 28 діб і збережених у нормальних температурно-вологісних умовах.

Марка цементу – 1) межа міцності зразків із цементного розчину, випробуваних у віці 28 діб; 2) умовне позначення, яке передає мінімальні вимоги до межі міцності при стисканні зразків із стандартного цементного розчину, які виготовлені, затверділи і випробувані в умовах і в терміни, встановлені стандартами.

Міцність – 1) властивість матеріалів сприймати, не руйнуючись, різні види навантажень і впливів; 2) властивість матеріалів, не руйнуючись, чинити опір дії зовнішніх навантажень (руйнуванню).

Міцність будівлі – здатність будівлі не руйнуватись за умов інтенсивної експлуатації.

Муляр – 1) мурувальник, стародавня будівельна робітнича професія; 2) майстер, який мурує (зводить стіни) об'єкти з цегли, природного каменю чи штучних матеріалів.

Мур – 1) (цегляне мурування) готова цегляна конструкція, призначена для спорудження фундаментів, стін, колон і перегородок будинків, а також інших споруд – підпірних стінок, огорож тощо; 2) глинобитна, кам'яна чи

цегляна стіна, якою огорожували стародавні міста або якусь споруду для захисту від нападників (фортечні мури).

Муровані, мурувальні конструкції – частина будинку або споруди, зроблена методом мурування.

Мурувальні роботи – 1) комплексний технологічний процес зведення кам'яних конструкцій, що складається із заготівельних, транспортних і монтажних-укладальних процесів; 2) загальнобудівельні роботи, що виконуються при зведенні кам'яних конструкцій будівель і споруд зі штучних або природних матеріалів; 3) мурування фундаментів, стін, стовпів та інших частин будівлі з природного або штучного каменю.

Мурувальні розчини – рідкий стан штучного матеріалу, одержаного в результаті раціонально підібраної суміші, яка складається із в'язучої речовини, води, дрібного заповнювача – піску.

Мурування у зимових умовах – мурування методом заморожування, при якому процес мурування здійснюють на відкритому повітрі при температурі нижче нуля (на розчині, що має плюсову температуру в момент укладання) і звичайних розчинів із хімічними протиморозними добавками при застосуванні в тепляках електро- або паропрогріву свіжозведеного муру.

Мурування впустошовку – мурування з незаповненими розчином швами на глибину 10-10 мм. Поверхня проектується під оштукатурення.

Мурування із каменів неправильної форми – бутове мурування, що застосовується при спорудженні фундаментів і стін підвальних поверхів, цоколів і стін неопалювальних будинків. Для мурування використовують вапняк, туф, граніт, а також бруковий камінь.

Мурування із каменів правильної форми – 1) мурування із пустотілих керамічних каменів (семищільних) бетонних звичайних і шлакобетонних суцільних і пустотілих, з великих штучних каменів; 2) змішане мурування, що виконується із двох різних матеріалів (наприклад, із цегли і штучних каменів, цегли і природного тесаного каменю та ін.)

Мурування із великих блоків – монтаж стін будівель із великих блоків трьох типів – простінкових, перемичкових і підвіконних.

Мурування під розшивку – шви заповнюються розчином повністю із наданням їм ростовкою різної форми: випуклої, увігнутої та ін.

Надбудова – різновид реконструкції будинків, здійснюваної шляхом добудови одного або декількох додаткових поверхів над існуючою частиною будівлі.

Обріз – горизонтальний уступ стіни або фундаменту, утворений в результаті зменшення товщини частини, що розташовується вище.

Обріз фундаменту – горизонтальна площина, що обмежує фундамент зверху.

Пандус (фр. *pente douce* – пологий схил) – полога (похила) поверхня, плоска комунікаційна конструкція, що замінює сходи всередині або ззовні

будівлі (споруди), для переміщення людей і транспорту. Пандус з'єднує розташовані на різних рівнях поверхні і має нахил від 1/6 до 1/8.

Парапет (фр. *parapet* – перила) – 1) невисока стінка, що огорожує ганок, терасу, балкон, міст, набережну, покрівлю будинку тощо; верхня частина зовнішньої стіни будинку вище рівня покрівлі; 2) інколи парапетом називають також балюстраду, поручні.

Перев'язка мурування – взаєморозташування елементів мурування (цеглин або каменів).

Перегородка – 1) елемент будинку (споруди) внутрішня вертикальна огорожувальна конструкція із цегли, шлакобетонного каменю, гіпсових блоків, деревини тощо; 2) вертикальний елемент, який поділяє внутрішній об'єм будівлі в межах поверху на окремі приміщення. При цьому перегородка повинна мати малу масу, бути важкозаймистою, забезпечувати добру звукоізоляцію.

Перекриття – 1) один із основних елементів будинку (споруди), горизонтальна або похила несуча й огорожувальна конструкція; 2) плоскі горизонтальні конструкції, які поділяють простір будівлі по вертикалі на поверхи.

Перемичка – 1) конструктивний елемент (виріб), який перекриває дверні, віконні та інші прорізи стін і сприймає навантаження від частини стіни перекриттів (покриттів) та інших конструкцій, які опираються на стіну; 2) конструктивні елементи, що перекривають зверху прорізи і сприймають навантаження від мурування і перекриттів, що лежать вище і передають його на простінки.

Підшва фундаменту – нижня частина фундаменту, через яку відбувається передача навантаження від будівлі на основу (грунт або палі).

Підсилення будівельних конструкцій – 1) комплекс заходів, що забезпечують відновлення або підвищення несучої здатності конструкцій загалом або їх окремих елементів; 2) приведення будівельних конструкцій до відповідного стану: первинного (втраченого) або підвищеного (поліпшеного) порівняно з первинними якостями і характеристиками.

Покриття будівлі – частина споруди, яка огорожує її зверху від зовнішнього середовища та поєднує функції стелі та даху і служить для захисту приміщень від зовнішніх кліматичних факторів і впливів, для відведення дощових вод і сприймання снігових навантажень.

Портландцемент – 1) гідралічна в'язуча речовина, що являє собою тонко змелену суміш клінкеру з незначною кількістю гіпсу та спеціальними домішками, яка при взаємодії з водою твердне як у повітряному, так і водному середовищі; 2) цемент, який містить у собі портландцементний клінкер, гіпс або його похідні, без домішок або з активними мінеральними домішками (не більше 20%).

Проріз – отвір в огорожувальних конструкціях (стінах, перегородках, перекриттях тощо), призначений для проходу, проїзду, пропуску комунікацій, освітлення тощо.

П'ята – 1) нижня опорна частина арки або склепіння (камінь або ряд каменів); 2) нижній камінь, нижня площина товщі аркової або склепінчастої конструкції; 3) поверхня опор, на які опирається склепіння або арка.

Розпір – 1) горизонтально спрямовані зусилля, які виникають у склепінчастих конструкціях; 2) тиск у конструкціях і спорудах, спрямований горизонтально до сил, які діють у вертикальному напрямку.

Ряд мурування – ряд цегляного або кам'яного муру, який укладено в одній горизонтальній площині: довжиковий (ложковий) – ряд укладання цегли довгою бічною гранню (ложком) назовні вздовж лицьової поверхні стіни; поперечниковий (тичковий) ряд – укладання цегли короткою бічною гранню (поперечником) назовні вздовж лицьової поверхні стіни.

Склепіння – несуча просторова конструкція покриття у вигляді криволінійної плити, що характеризується наявністю розпору і працює на стискання.

Склепіння кам'яні – архітектурні несучі просторові конструкції будівель і споруд, муровані з цегли або каменю.

Стиск, стискання – 1) вид деформацій стержня (бруса) під дією поздовжніх сил, що його стискають, рівнодіюча яких у кожному перерізі нормальна до площини перерізу і проходить через центр його ваги; 2) окремий випадок напруженого стану.

Стійкість конструкцій – здатність конструкцій протистояти дії сил, що прагнуть вивести її зі стану рівноваги.

Стіна – вертикальна частина будівлі, що служить для підтримання перекриття стелі, а також для розділення приміщення на частини. Стіна виконує несучі та огорожувальні функції і є одним із основних елементів будівлі.

Тривкість – здатність матеріалу витримувати високу температуру, хімічну дію, дію води, атмосферні та інші впливи (наприклад, вогнетривкість, жаротривкість, кислототривкість тощо).

Несуча здатність – максимальне навантаження або навантажувальний ефект, що сприймається будівельною конструкцією або її елементом без втрати своєї функціональної якості.

Усадка – властивість матеріалу зменшувати свій об'єм при певному фізичному впливі (висихання, карбонізація, контракція), не пов'язаному з його навантаженням; характеризується коефіцієнтом лінійної (об'ємної) усадки.

Цегла – виріб штучного каменю у вигляді прямокутного паралелепіпеда, одержаний випалюванням глини або силікатів.

Цегла силікатна – камені спеціальної, в основному прямокутної форми, виготовлені з повітряного вапна і кварцового піску методом пресування.

Цокольний поверх – поверх із відміткою підлоги нижче від рівня тротуару або вимощення, але не більше, ніж на половину висоти приміщення.

Шов – простір у муруванні між каменями (цеглою) у поздовжньому і поперечному напрямках, заповнений розчином.

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

РОТКО Світлана Володимирівна
УЖЕГОВА Ольга Анатоліївна
ЗАДОРЖНІКОВА Ірина Вікторівна

РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ І АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Для студентів вищих навчальних закладів

Головний редактор: Барашиков А.Я.
Комп'ютерний набір та верстка: Ужегова О.А., Ротко С.В.
Обкладинка: Задорожнікова І.В.
Редактори: Гордіюк О.С.
Мельник Ю.О.

Підп. до друку 17.04.2010.
Формат 60x84/16. Папір офс.
Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. 22. Обл.– вид. арк. 21,5.
Тираж 300 прим. Зам. 238.
Редакційно-видавничий відділ
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
Друк – РВВ ЛНТУ
Свідоцтво Держкомінформу України
ДК № 351 від 05.03.2001 р.

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

РОТКО С. В.
УЖЕГОВА О. А.
ЗАДОРЖНИКОВА І. В.

**РОЗРАХУНОК
КАМ'ЯНИХ
ТА АРМОКАМ'ЯНИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

Камінь