

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ДИЗАЙНУ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

з навчальної дисципліни: «Реконструкція та поновлення будівель та споруд»
до курсового проєкту:

«Реконструкція та поновлення будівель та споруд»
для здобувачів вищої освіти освітньо-професійної програми
«Проектування будівель і споруд»
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна
інженерія

Освітній рівень – перший (бакалаврський)

Одеса 2025

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ОДЕСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
ІНСТИТУТ ЦИФРОВИХ ТЕХНОЛОГІЙ, ДИЗАЙНУ ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА ІНФОРМАЦІЙНИХ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ДИЗАЙНУ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

з навчальної дисципліни: «Реконструкція та поновлення будівель та споруд»
до курсового проєкту:

«Реконструкція та поновлення будівель та споруд»
для здобувачів вищої освіти освітньо-професійної програми
«Проєктування будівель і споруд»
за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна
інженерія

Освітній рівень – перший (бакалаврський)

Затверджено на засіданні
кафедри інформаційних технологій
проєктування та дизайну
Протокол № 1 від 27.08.2025 р.

Одеса 2025

УДК 69.059.3

Методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Реконструкція та поновлення будівель та споруд» для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійної програми «Проектування будівель і споруд». / Укл.: В.С. Дорофєєв, Д.І. Безушко, Г.В. Зінченко – Одеса : ОНПУ, 2025. – 44 с.

Укладачі:

Дорофєєв В.С. – д.т.н., проф.

Безушко Д.І. – к.т.н., доц.

Зінченко Г.В. – к.т.н.

Методичні рекомендації призначені для здобувачів вищої освіти денної і заочної форм навчання спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Проектування будівель і споруд» за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Розробка являє собою методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Реконструкція та поновлення будівель та споруд».

Зміст

1. Вступ. Загальні відомості.....	4
2. Склад та зміст курсового проєкту.....	5
3. Відновлення експлуатаційної придатності конструкцій.....	7
3.1. Дерев'яне перекриття.....	7
3.1.1. Перевірка експлуатаційної придатності існуючого перекриття.....	7
3.1.2. Підсилення перекриття.....	9
3.2. Внутрішня повздовжня стіна 1-го поверху	21
3.2.1. Визначення навантажень	21
3.2.2. Перевірка необхідності підсилення.....	22
3.2.3. Підсилення стіни.....	24
3.3. Віконна перемичка.....	26
3.3.1. Визначення навантажень.....	26
3.3.2. Визначення профілю балок.....	28
3.4. Простінок зовнішньої стіни	29
3.4.1. Визначення навантажень на простінок.....	29
3.4.2. Перевірка необхідності підсилення.....	32
3.4.3. Підсилення простінку.....	32
Додатки.....	35
Бланк завдання.....	42
Література.....	44
Графічна частина роботи	

1. Вступ. Загальні відомості

Курсовий проєкт «Реконструкція та поновлення будівель і споруд» направлений на закріплення теоретичних знань, які були отримані здобувачами при вивченні курсу «Реконструкція та поновлення будівель і споруд». Також, ціллю КП є отримання здобувачами практичних навичок проєктування *підсилень основних несучих конструкцій* будівель з метою відновлення їх експлуатаційної придатності.

Будь-яка конструкція або будівля володіють певними експлуатаційними показниками, сукупність яких в цілому і визначає *експлуатаційну придатність* (ЕП) цієї конструкції або будівлі.

Втрата ЕП наряду пов'язана з погіршенням технічного стану конструкцій, яке у свою чергу може бути обумовлено:

- фізичним зносом;
- пошкодженням конструкцій в результаті аварій, нерівномірних осадок, вибуху, пожежі, стихійних впливів;
- порушенням умов нормальної експлуатації (перевантаження, замочування конструкцій, відсутність своєчасних ремонтів і т.ін.).

Крім того втрата ЕП може бути викликана моральним зносом, коли конструкція «старішає» та перестає відповідати сучасним технічним вимогам експлуатації.

Відновленням називається комплекс заходів, які забезпечують підвищення експлуатаційних властивостей конструкцій, що прийшли до обмеженого працездатного стану, до рівня їх початкового стану.

Під *підсиленням* розуміють комплекс заходів, що забезпечує підвищення несучої здатності та експлуатаційних властивостей конструкції або будівлі в цілому у порівнянні з фактичним станом або проектними показниками.

Відповідно до завдання на проєктування здобувачу пропонується виконати реконструкцію будівлі, що має дефекти та пошкодження, встановлені у процесі обстеження.

В якості проектної моделюючої ситуації прийнято випадок, що доволі часто зустрічається в практиці експлуатації будівель. Зокрема розглядається реконструкція будівлі минулих років забудови («старої» будівлі) зі збільшенням її корисної площі та зміною функціонального призначення.

Відповідно до умов реконструкції (п. 1 завдання) збільшення площі досягається шляхом влаштування мансардного поверху в об'ємі горищного простору будівлі, а її нове функціональне призначення умовно відображається величиною тимчасового (корисного) навантаження на перекриття, яка задається.

2. Склад і зміст курсового проєкту

Об'єктом реконструкції є двоповерхова будівля, обстеженням якої встановлено, що її конструкції характерні для будівель минулих років забудови. Зокрема стіни будівлі, а також перегородки, виконані в кладці з каменю вапняку- черепашнику. Перекриття — дерев'яні по дерев'яним балкам. Фундаменти, — стрічкові, також кам'яні. Перемички над віконними та дверними отворами — кам'яні, клинчасті. Дах, — горищний по дерев'яним кроквам.

У рамках передбаченої завданням на проектування реконструкції існуючий дах слід демонтувати та використати звільнений горищний простір для влаштування мансардного поверху.

Запроектована реконструкція вимагатиме виконання низки вимог та заходів. Зокрема:

- зміни призначення горищного перекриття, яке перетвориться у перекриття міжповерхове з більшим тимчасовим (корисним) навантаженням (p^n);

- надбудови на необхідну висоту (згідно до завдання) стін будівлі;
- ймовірному збільшенню тимчасового (корисного) навантаження на перекриття у порівнянні з існуючим до реконструкції.

У зв'язку з обумовленим реконструкцією збільшенням навантажень на основні несучі конструкції будівлі, а також наявними в конструкціях дефектами та пошкодженнями, що встановлені обстеженням, потрібне відновлення їх експлуатаційної придатності шляхом ремонту або підсилення.

Методичні вказівки складені у вигляді числових прикладів підсилення основних несучих конструкцій надземної частини будівлі, — дерев'яних перекриттів, внутрішньої несучої стіни, кам'яної перемички, простінку зовнішньої стіни.

У кожному з прикладів до розробки підсилення приводиться розрахункове обґрунтування його необхідності шляхом порівняння несучої здатності, з урахуванням дефектів та пошкоджень елементу, та діючим на нього зусиллям.

В методичних вказівках прийняті найбільш ефективні способи підсилення окремих елементів та не розглядається варіантність інших існуючих способів.

3.Відновлення експлуатаційної придатності конструкцій

3.1. Дерев'яне перекриття

3.1.1. Перевірка експлуатаційної придатності існуючого перекриття

Існуюче перекриття – дерев'яне по дерев'яним балкам з накатом із дошки та засипкою-звукоізоляцією із вапнякового піску (див. рис. 1).

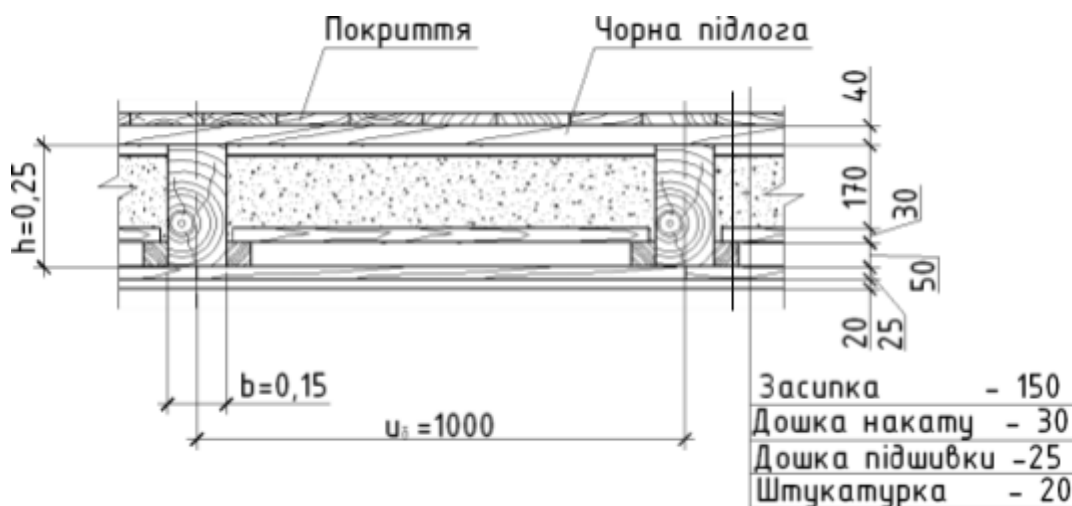


Рис. 1. Конструкція перекриття.

Результати обстеження, що приведені у завданні:

- переріз балок $b \times h = 150 \times 250$ мм;
- крок балок $u_6 = 1,0$ м;
- довжина прольоту в світу $l = 6,2$ м;
- засипка: $h_z = 150$ мм; $\gamma_z = 1500$ кг/м³.
- технічний стан балок – «задовільний».

Після реконструкції тимчасове (корисне) навантаження на перекриття, відповідно до завдання, повинно складати $p^n = 3,0$ кПа.

Необхідно перевірити достатність несучої здатності балок для сприймання навантажень після реконструкції без підсилення.

Навантаження на 1м² перекриття

Таблиця 1

№	Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Граничне значення навантаження, кПа
1	Покриття підлоги (приймаємо 10 кгс/м ²)	0,1	1,2	0,12
2	Засипка 0,15 × 1500 × 10*	2,25	1,2	2,7
3	Дошки (підлоги, накату, підшивки) (0,04 + 0,03 + 0,025) × 500 × 10	0,48	1,2	0,58
4	Власна вага балки (0,15 × 0,25 × 500 × 10)/1 (крок балок)	0,19	1,2	0,23
5	Штукатурка (0,02 × 1500) × 10)	0,3	1,2	0,36
6	Перегородки (приймаємо - 50 кгс/м ²)	0,5	1,2	0,6
7	Тимчасова p^n	3,0	1,2	3,6
Всього		$q^n = 6,52$		$q = 8,19$

Примітка: * 10 Н/кг – сила (Н), з якою тіло масою 1 кг притягується до Землі.

Повне розрахункове навантаження на 1 м.п. балки:

$$q_{м.п.} = q_{м^2} \cdot u_{\phi} = \text{кН/м.п.}$$

$$8,19 \cdot 1,0 = 8,19$$

Згинаючий момент від цього навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{8,19 \cdot 6,4^2}{8} = 41,93 \text{ кНм}$$

де l_0 - розрахункова довжина прольоту $l_0 = l + 0,1 \cdot 2 = 6,2 + 0,1 \cdot 2 = 6,4$ м (малюнок 2).

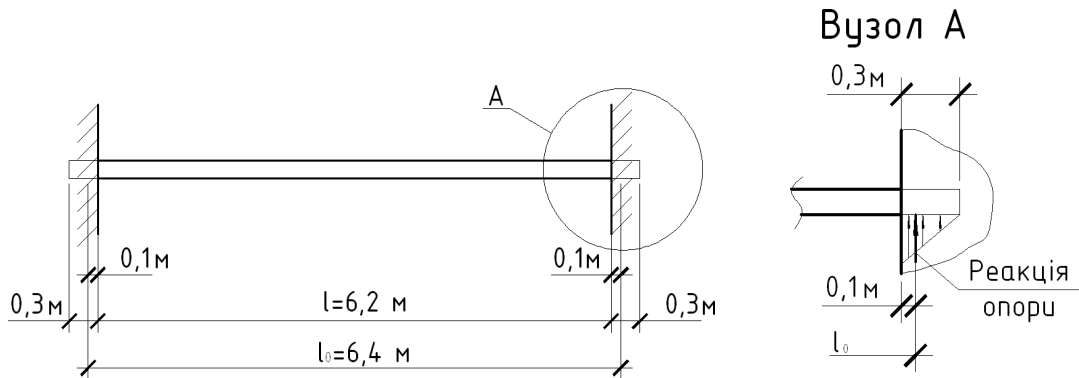


Рис. 2. Геометричні розміри балки що розглядається.

Несуча здатність балки:

$$M_{сеч} = f_{m,k} \cdot W = 13 \cdot 0,15 \cdot 0,25^2 = 0,0203 \text{ МНм} = 20,3 \text{ кНм}$$

де $f_{m,k} = 13$ МПа – розрахунковий опір деревини при згині.

Так як. $M_{пер} = 20,3 \text{ кНм} < M = 41,93 \text{ кНм}$, то необхідне підсилення балок перекриття.

3.1.2. Підсилення перекриття

Ефективним способом підсилення дерев'яних перекриттів є підсилення монолітною залізобетонною плитою, що влаштовується по верху дерев'яних балок. При цьому існуюча звукоізоляція із шару вапняного піску замінюється

шаром більш легкого матеріалу, наприклад, керамзиту, по верху якого виконується бетонування плити.

Ефект збільшення несучої здатності та жорсткості перекриття досягається за рахунок сумісної роботи плити та балок, яка забезпечується за допомогою нагелів, що зв'язують плиту з балками.

Конструкція підсилення приведена на рис. 3.

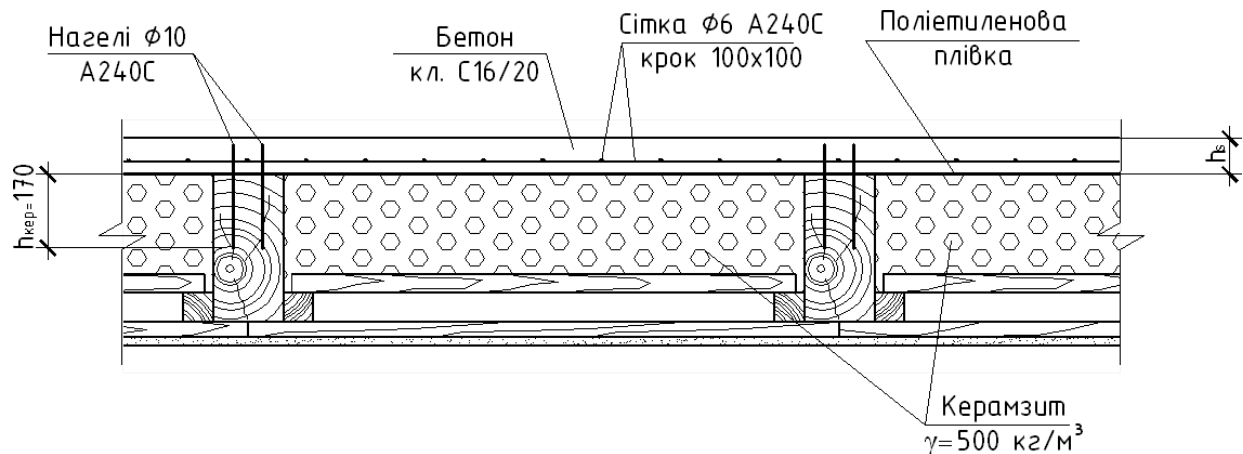


Рис. 3. Конструкція підсилення дерев'яного перекриття.

Потрібно розрахувати необхідну товщину плити підсилення h_s .

Визначення навантаження на 1 м^2 .

Навантаження від власної ваги плити (попередньо приймаємо мінімальну товщину плити за технологічними міркуваннями $h_{s,\min}=60\text{ мм}$)

$$g_{пл}^n = h_{пл} \cdot \gamma_{з.б.} \cdot 10 = 0,06 \cdot 2500 \cdot 10 = 1500\text{ Па} = 1,5\text{ кПа},$$

де $\gamma_{з.б.} = 2500\text{ кг/м}^3$ – щільність залізобетону;

10 Н/кг – сила (Н), з якою тіло масою 1 кг притягується до Землі.

Розрахункова величина

$$g_{пл}^f = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65\text{ кН}.$$

Навантаження від власної ваги керамзиту ($\gamma_{кер}=500\text{ кг/м}^3$)

$$g_{\text{кер}}^n = h_{\text{кер}} \cdot \gamma_{\text{кер}} \cdot 10 = 0,17 \cdot 500 \cdot 10 = 850 \text{ Па} = 0,85 \text{ кПа.}$$

Розрахункова величина

$$g_{\text{кер}} = g_{\text{кер}}^n \cdot \gamma_f = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \text{ кПа.}$$

Навантаження від власної ваги дощок накату та підшивки стелі

$$g_{\text{д}}^{\text{в}} = (t_{\text{накат}} + t_{\text{підшив}}) \cdot \gamma \cdot 10 = (0,03 + 0,025) \cdot 500 \cdot 10 = 275 \text{ Па} = 0,275 \text{ кПа,}$$

де $t_{\text{накат}}$ - товщина дошки накату;

$t_{\text{підшив}}$ - товщина підшивки стелі;

γ - щільність деревини дощок (500 кг/м³).

Розрахункова величина

$$g_{\text{д}} = 0,275 \cdot 1,2 = 0,33 \text{ кПа.}$$

Навантаження від власної ваги штукатурки

$$g_{\text{шт}} = 0,02 \cdot 1500 \cdot 10 = 300 \text{ Па} = 0,3 \text{ кПа.}$$

Розрахункова величина

$$g_{\text{шт}} = 0,3 \cdot 1,2 = 0,36 \text{ кПа.}$$

Навантаження від стяжки та покриття підлоги (загальна товщина 40 мм,

середня щільність $\gamma=1500 \text{ кг/м}^3$)

$$g^{n \text{ підл}} = 0,04 \cdot 1500 \cdot 10 = 600 \quad \text{Па} = 0,6 \text{ кПа.}$$

Розрахункова величина

$$g_{\text{підл}} = 0,6 \cdot 1,2 = 0,72 \text{ кПа.}$$

Всього постійне навантаження на 1 м^2 , з урахуванням власної ваги балки та перегородок (див. табл. 1 на стор. 8):

$$G^n = 1,5 + 0,85 + 0,275 + 0,3 + 0,6 + 0,19 + 0,5 = 4,21 \text{ кПа};$$

$$G = 0,65 + 1,02 + 0,33 + 0,36 + 0,72 + 0,23 + 0,6 = 4,91 \text{ кПа.}$$

Повне навантаження на 1 м. пог. балки ($u_0=1,0 \text{ м}$):

$$q^n = (G^n + P^n) \cdot 1,0 = (4,21 + 3,0) \cdot 1,0 = 7,21 \text{ кН/м.п.};$$

$$q = (G + P) \cdot 1,0 = (4,91 + 3,0 \cdot 1,2) \cdot 1,0 = 8,51 \text{ кН/м.п.}$$

Розрахунок по I групі граничних станів

Згинальний момент в балці від цього навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{8,51 \cdot 6,4^2}{8} = 43,57 \text{ кНм}$$

З рівності сил на повздовжню вісь балки (див. рис. 4)

$$f_{cd} \cdot b \cdot x = 0,5 \cdot f_{yk} \cdot b \cdot h .$$

Висота стиснутої зони

$$x = \frac{0,5 \cdot f_{m,k} \cdot b \cdot h}{f_{cd} \cdot b'_f} = \frac{0,5 \cdot 13 \cdot 0,15 \cdot 0,25}{11,5 \cdot 1,0} = 0,021 \text{ м} = 2,1 \text{ см.}$$

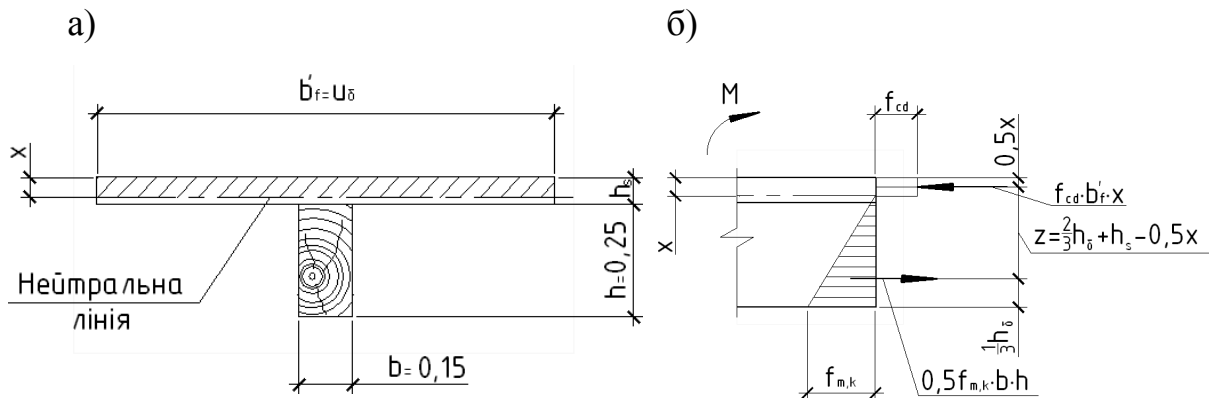


Рис. 4. Розрахунковий переріз (а) та розрахункова схема (б) при розрахунку балки по міцності.

З рівняння згинальних моментів — зовнішнього (діючого) та пари внутрішніх сил:

$$M = 0,5 \cdot f_{m,k} \cdot b \cdot h \cdot z.$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = \frac{M}{0,5 \cdot f_{m,k} \cdot b \cdot h} = \frac{43,57 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 13 \cdot 0,15 \cdot 0,25} = 0,179 \text{ м.}$$

З розрахункової схеми

$$z = \frac{2}{3} h + h_s - 0,5x;$$

ЗВІДКИ

$$h_s = z - \frac{2}{3}h + 0,5x = 0,179 - \frac{2}{3} \cdot 0,25 + 0,5 \cdot 0,21 = 0,0228 \text{ м} = 22,8 \text{ мм} < h_{s,\min} = 60 \text{ мм}.$$

Залишаємо товщину плити прийняту раніше $h_s = 60 \text{ мм}$.

Несуча здатність перерізу

$$\begin{aligned} M_{\text{пер}} &= 0,5 \cdot f_{m,k} \cdot b \cdot h \cdot z = 0,5 \cdot f_{m,k} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{2}{3}h + h_s - 0,5x \right) = \\ &= 0,5 \cdot 13 \cdot 0,15 \cdot 0,25 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 0,25 + 0,06 - 0,5 \cdot 0,021 \right) = 0,0528 \text{ МНм} = 52,8 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

$$M_{\text{пер}} = 52,8 \text{ кНм} > M = 43,57 \text{ кНм}.$$

Запас міцності складатиме:

$$\frac{M_{\text{пер}} - M}{M} = \frac{52,8 - 43,57}{43,57} = 0,21 \text{ (21\%)}.$$

$$43,57$$

Розрахунок по II групі граничних станів

Розрахунковий приведений переріз

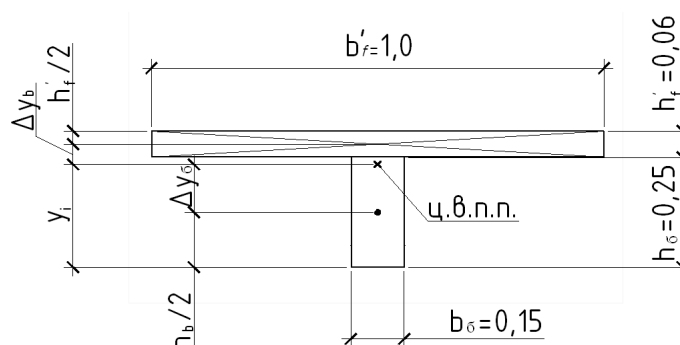


Рис. 5. Приведений переріз.

Характеристики елементів приведенного перерізу

Залізобетонна плита:

- бетон класу C16/20, $E_c = 2,7 \cdot 10^4$ МПа (Таблиця 1 Додатку)
- площа поперечного перерізу:

$$A_c = b'_f \cdot h'_f = 1,0 \cdot 0,06 = 0,06 \text{ м}^2;$$

- момент інерції:

$$I_c = \frac{b'_f \cdot h'^3_f}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,06^3}{12} = 1800 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Балка:

- модуль пружності деревини $E_d = 1 \cdot 10^4$ МПа;
- площа поперечного перерізу

$$A_d = b \cdot h = 0,15 \cdot 0,25 = 0,0375 \text{ м}^2;$$

- момент інерції

$$I_d = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,15 \cdot 0,25^3}{12} = 19531 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Коефіцієнт приведення $\alpha = \frac{E_c}{E_d} = \frac{2,7 \cdot 10^4}{1 \cdot 10^4} = 2,7.$

Необхідно визначити положення центру ваги приведенного перерізу (ц.в.п.п.) y_i відносно осі, що проходить по нижній грані перерізу.

$$y_i = \frac{S_{io} + S_{ic} \cdot \alpha}{A_o + A_c \cdot \alpha} = \frac{A_o \cdot 0,5 \cdot h_o + [A_c (h_c + 0,5 \cdot h'_f)] \cdot \alpha}{A_o + A_c \cdot \alpha} =$$

$$= \frac{0,0375 \cdot 0,5 \cdot 0,25 + [0,06 \cdot (0,25 + 0,5 \cdot 0,06)] \cdot 2,7}{0,0375 + 0,06 \cdot 2,7} = 0,251$$

Відстань від ц.в.п.п. до о.с. балки та плити, відповідно:

$$\Delta y_o = y_i - \frac{h}{2} = 0,251 - \frac{0,25}{2} = 0,126 \text{ м};$$

$$\Delta y_c = h_o + \frac{h'_f}{2} - y_i = 0,25 - \frac{0,06}{2} - 0,251 = 0,029 \text{ м}.$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$I_i = I_o + A_o \cdot \Delta y_o^2 + (I_c + A_c \cdot \Delta y_c^2) \cdot \alpha =$$

$$= 19531 \cdot 10^{-8} + 0,0375 \cdot 0,126^2 + (1800 \cdot 10^{-8} + 0,06 \cdot 0,029^2) \cdot 2,7 = 9,76 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Відносний прогин

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l_0^3}{E_o \cdot I_i} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,52 \cdot 10^{-3} \cdot 6,4^3}{1 \cdot \left[\frac{f}{l} \right] 9,76 \cdot 10^{-4}} = 0,00225 = \frac{1}{444} \ll \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}.$$

де –

граничний
прогин балки (див.
Таблиця 2

Жорсткість перекриття достатня.

Сумісну роботу залізобетонної плити з балкою забезпечуємо шляхом забивання в балку сталевих анкерів у вигляді нагелів. По два нагеля в одній площині.

Призначення нагелів – сприймати зусилля зсуву, що діють по поверхні контакту дерев'яної балки та залізобетонної плити. Зусилля зсуву пропорціональні поперечній силі, що діє на балку. У відповідності до розглянутої розрахункової схеми, поперечна сила змінює значення від максимального біля опори до нуля в середині прольоту. У зв'язку з цим крок нагелів також буде змінюватися (відповідно, від мінімального до максимального).

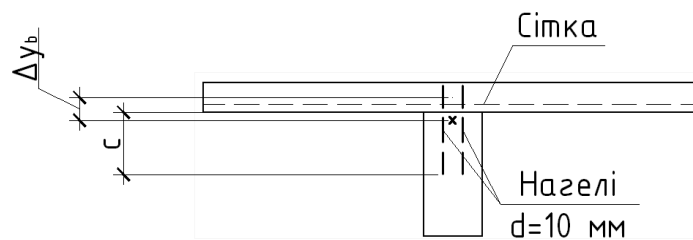


Рис. 6. Поперечний переріз підсиленої балки

Необхідно визначити крок нагелів по довжині балки. В якості нагелів приймаємо стержні класу A240C діаметром $d = 10$ мм, а глибину занурення $C \leq 1/2h = 1/2 \cdot 250 = 125$ мм; приймаємо $C = 120$ мм. Розміщуємо по два нагеля в одній площині.

Величину зусилля зсуву визначимо за формулою

$$T = \frac{Q \cdot S_i}{I_i},$$

де Q – поперечна сила;

S_i – статичний момент бетонної частини перерізу відносно центру ваги приведенного перерізу (ц.в.п.п.).

$$S_i = A_c \cdot \Delta y_c \quad \cdot \alpha = 0,06 \cdot 0,029 \cdot 2,7 = 0,0047 \quad \text{м}^3 = 4710^{-4} \text{ м}^3$$

Поблизу опори:

$$Q_1 = Q^{\max} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{8,51 \cdot 6,4}{2} = 27,2 \text{ кН},$$

$$T_1 = T^{\max} = \frac{27,2 \cdot 47 \cdot 10^{-4}}{9,76 \cdot 10^{-4}} = 131,3 \text{ кН/м}.$$

Зусилля зсуву, що сприймається одним нагелем

$$t_1 = 3500 \cdot C \cdot d = 3500 \cdot 0,12 \cdot 0,01 = 4,2 \text{ кН},$$

де 3500 – коефіцієнт пропорційності, що виражений в кПа (кН/м²).

Те ж саме, але двома нагелями, що розташовані в одній площині

$$t = 2 \cdot t = 2 \cdot 4,2 \text{ кН}.$$

$$t = 8,4$$

Необхідний крок нагелів поблизу опори

$$u_1 = \frac{t}{T_1} = \frac{8,4}{131,3} = 0,064 \text{ м} = 6,4 \text{ см}.$$

Приймаємо 7 см.

Так як величина зусилля зсуву T по довжині прольоту змінюється от $T^{\max}$ біля опори до «0» в середині прольоту, крок нагелів також буде змінюватися від мінімального, що прийнятий рівним 0,07 м біля опори, до максимального у середині прольоту. Для призначення кроку по довжині можна розбити проліт на ділянки, наприклад, довжиною 0,5 м (див. рис. 7). Тоді на припорній ділянці необхідно прийняти крок $u_1 = 0,07$ м.

На наступних ділянках:

$$Q_2 = \frac{Q^{\max} \cdot (0,5 \cdot l_0 - 0,5)}{0,5 \cdot l_0} = \frac{27,2 \cdot (0,5 \cdot 6,4 - 0,5)}{0,5 \cdot 6,4} = 23 \text{ кН}$$

$$T_2 = \frac{23 \cdot 47 \cdot 10^{-4}}{9,76 \cdot 10^{-4}} = 111 \text{ кН/м}$$

$$u_2 = \frac{8,4}{111} = 0,076 \text{ м} = 7,6 \text{ см}$$

$$Q_3 = \frac{24,6 \cdot (0,5 \cdot 6,4 - 1,0)}{0,5 \cdot 6,4} = 16,9 \text{ кН}$$

$$T_3 = \frac{16,9 \cdot 47 \cdot 10^{-4}}{9,76 \cdot 10^{-4}} = 81 \text{ кН/м}$$

$$u_3 = \frac{8,4}{81} = 0,104 \text{ м} \approx 10,4 \text{ см}$$

$$Q_4 = \frac{24,6 \cdot (0,5 \cdot 6,4 - 1,5)}{0,5 \cdot 6,4} = 13 \text{ кН}$$

$$T_4 = \frac{13 \cdot 47 \cdot 10^{-4}}{9,76 \cdot 10^{-4}} = 62,6 \text{ кН/м}$$

$$u_4 = \frac{8,4}{62,6} = 0,134 \text{ м} \approx 13,4 \text{ см}$$

$$Q_5 = \frac{24,6 \cdot (0,5 \cdot 6,4 - 2)}{0,5 \cdot 6,4} = 9,2 \text{ кН}$$

$$T_5 = \frac{9,2 \cdot 47 \cdot 10^{-4}}{9,76 \cdot 10^{-4}} = 44,3 \text{ кН/м}$$

$$u_5 = \frac{8,4}{44,3} = 0,19 \text{ м} = 19 \text{ см}$$

$$Q_6 = \frac{24,6 \cdot (0,5 \cdot 6,4 - 2,5)}{0,5 \cdot 6,4} = 5,4 \text{ кН}$$

$$T_6 = \frac{5,4 \cdot 47 \cdot 10^{-4}}{9,76 \cdot 10^{-4}} = 26,0 \text{ кН/м}$$

$$u_6 = \frac{8,4}{26,0} = 0,32 \text{ м} = 32,0 \text{ см}$$

Крок нагелів в межах кожної ділянки приймаємо рівним середній величині на границях ділянок, а саме:

$$u_1 = \frac{6,4 + 7,6}{2} = 7,0 \text{ см}$$

$$u_1 = \frac{7,6 + 10,4}{2} = 9,0 \text{ см}$$

$$u_3 = \frac{10,4 + 13,4}{2} = 11,9 \approx 12 \text{ см}$$

$$u_4 = \frac{13,4 + 19,0}{2} = 16,2 \approx 16,0 \text{ см}$$

$$u_5 = \frac{19,0 + 32,0}{2} = 25,5 \approx 25,0 \text{ см}$$

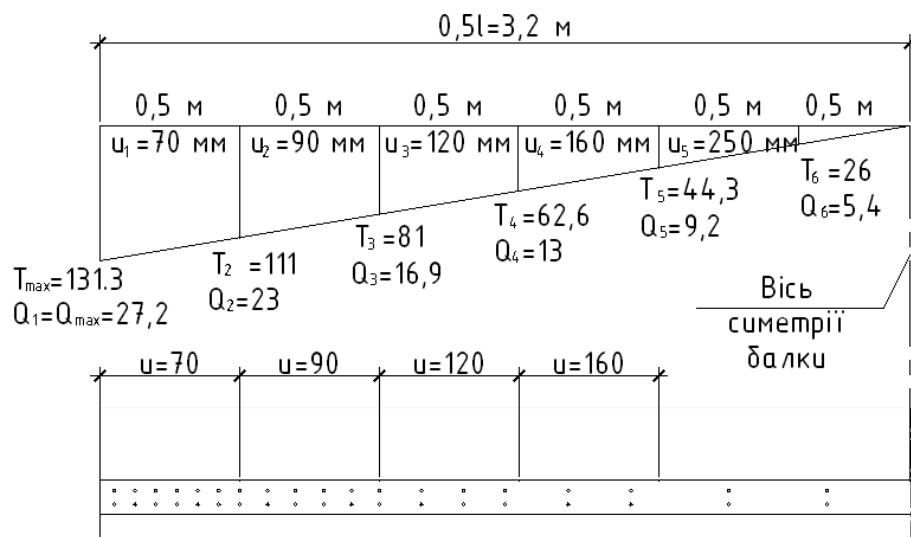


Рис. 7. Поєднані епюри поперечних сил та зусиль зсуву та схема розташування нагелів в тілі балки.

Нагелі забиваємо у попередньо висвердлені гнізда $d = 8\text{ мм}$.

3.2. Внутрішня повздовжня стіна 1-го поверху

Вихідні дані:

- висота поверху $h_{нов} = 3,6\text{ м}$;
- прольоти будівлі $l = 6,1\text{ м}$;
- товщина стіни $b = 0,4\text{ м}$;
- кладка виконана з каменю міцністю $f_b = 0,7\text{ МПа}$ на розчині міцністю 1,0

МПа з розрахунковим опором стиску $f_d = 0,25\text{ МПа}$ (див. Таблиця 3 Додатку);

- пошкодження в стіні – тріщини шириною до 2 мм, що перетинають не більше 8 рядів кладки.

3.2.1. Визначення навантажень

Навантаження визначаємо для розрахункового перерізу на рівні 0,000.

Розрахункові навантаження на 1 погонний метр стіни:

- від власної ваги стіни

$$g_{cm} = b_{cm} \cdot H_{cm} \cdot \rho_k \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot (3,6 + 3,0) \cdot 13 \cdot 1,2 = 63,6 \text{ кН/м},$$

де $\rho_k = \gamma_k \cdot 10 = 1300 \text{ кг/м}^3 \cdot 10 \text{ Н/кг} = 13000 \text{ Н/м}^3 = 13 \text{ кН/м}^3$ — навантаження від власної ваги кладки,

γ_k — коефіцієнт надійності за навантаженням;

- від перекриттів

$$q_n = q_{пер} \cdot u_{вант} \cdot n = 8,51 \cdot 6,1 \cdot 2 = 103,8 \text{ кН/м},$$

де $q_{пер} = 8,51 \text{ кПа}$ — навантаження від 1 м^2 перекриття (див. п. 3.1.2),

$u_{вант} = l_0 = 6,1$ — ширина вантажної площі, яка дорівнює прольоту будівлі,

$n = 2$ — кількість перекриттів;

- від даху мансарди (навантаження від власної ваги даху приймаємо $g^{н.в.} = 50 \text{ кгс/м}^2 = 0,5 \text{ кПа}$)

$$q_{дах} = (g^{н.в.} \cdot \gamma_f + p_m \cdot \gamma_{f,sn}) \cdot u = (0,5 \cdot 1,2 + 0,88 \cdot 1,14) \cdot 6,1 = 9,8 \text{ кН/м},$$

де $p_m = 0,88 \text{ кПа}$ — нормативне навантаження від снігу для м. Одеси,

$\gamma_f, \gamma_{f,sn}$ — коефіцієнти надійності по відповідним навантаженням.

Повне розрахункове навантаження складе:

$$N = g_{cm} + q_n + q_{дах} = 63,6 + 103,8 + 9,8 = 177,2 \text{ кН/м}$$

3.2.2. Перевірка необхідності підсилення

Підсилення необхідне при умові [1]:

$$N \geq N_{Rd} \cdot \gamma_t \quad (1)$$

де N - розрахункове навантаження;

γ_t - коефіцієнт зниження несучої здатності кладки внаслідок пошкоджень (приймається за Таблиця 8 Додатку); для встановлених в даному прикладі пошкоджень (див. вихідні дані) $\gamma_t = 0,5$;

N_{Rd} – розрахункова несуча здатність стіни, визначена відповідно до вимог ДБН В.2.6-162:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot b \cdot f_d \quad (2)$$

де Φ – коефіцієнт зменшення несучої здатності, в залежності від гнучкості та ексцентриситету

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{b},$$

де e_i – ексцентриситет, який може бути прийнятий $e_i \leq 0,05b$, тоді

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{0,05 \cdot b}{b} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

b – товщина стіни.

Відповідно до умови (1) з урахуванням формули (2):

$$N = 177,2$$

$$\text{кН} > \Phi \cdot b \cdot f_d \cdot \gamma_t = 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,25 \cdot 0,5 = 0,045$$

$$\text{МН} = 45 \text{ кН}$$

Так як умова (1) виконується, робимо висновок про необхідність підсилення стіни.

3.2.3. Підсилення стіни

Підсилення виконуємо ребристою обоймою із вертикальних залізобетонних шпонок (ребер) та штукатурної обойми.

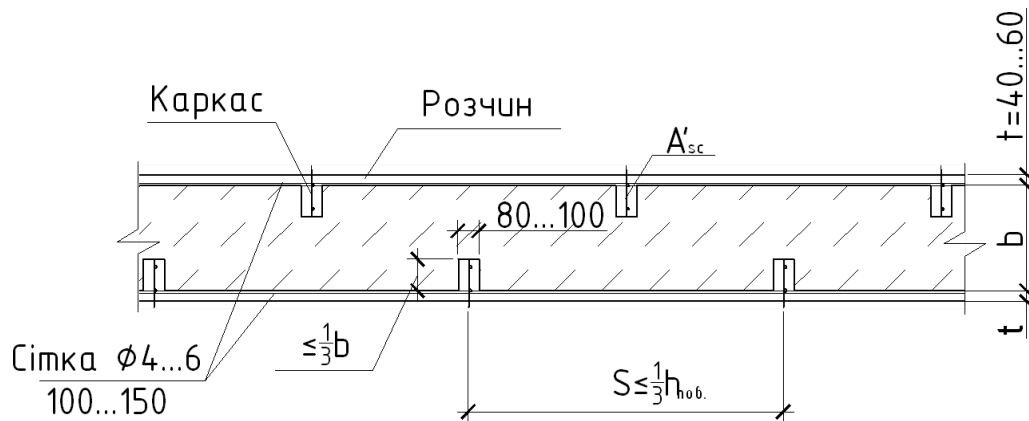


Рис. 8. Схема підсилення стіни

Приймаємо глибину $\leq \frac{1}{3}b = \frac{1}{3} \cdot 40 = 13,3 \approx 12 \text{ см} = 0,12 \text{ м,}$ шпонки
а ширину
— 80 мм = 0,08 м.

Несуча здатність підсиленого перерізу буде визначатися за формулою:

$$N_{сеч} = \Phi \left(m_k \cdot f_d \cdot b + \frac{m_b \cdot 2 \cdot A_{sb}}{S} \cdot f_{cd} + 2 \cdot m_{об} \cdot t \cdot f_{cd}^{об} + \frac{f_{yd} \cdot A'_{sc} \cdot 2}{S} \right) \quad (3)$$

де m_k - коефіцієнт, що враховує пошкодження кладки ($m_k = 1$ якщо пошкоджень не має і $m_k = 0,7$ при наявності тріщин);

A_{sb} - площа шпонки (за прийнятими розмірами $A_{sb} = 0,12 \cdot 0,08 = 0,01 \text{ м}^2$);

m_b - коефіцієнт умов роботи бетону шпонки ($m_b = 1$ при наявності опор знизу та зверху, $m_b = 0,7$ при наявності опор тільки знизу, $m_b = 0,35$ - без опор);

$f_{cd}^{об}$ - розрахунковий опір розчину обойми, приймаємо згідно зі

співвідношенням міцності розчину до класу бетону (див. таблицю 3.2.1).

$m_{об}$ - коефіцієнт умов роботи штукатурної обойми, який призначається в залежності від факторів сумісної роботи (стан поверхні тощо), приймається $m_{об} = 0,9 \dots 0,5$.

Таблиця 3.2.1

Міцність розчину	Клас бетону	Розрахунковий опір стиску
10,0 МПа	С 6/8	$f_{cd} = 4,5$ МПа
15,0 МПа	С 8/10	$f_{cd} = 6,0$ МПа

Приймаємо товщину обойми $t = 50$ мм, розчин міцністю 10,0 МПа (**С 6/8**) и $f_{cd}^{об} = 4,5$ МПа. Шпонка армується каркасом **Кр – 1** (див. рис. 9)

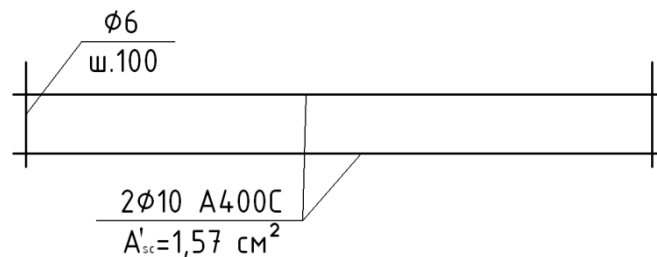


Рис. 9. Каркас Кр-1.

Приймаємо бетон шпонок **С 12/15** ($f_{cd} = 8,5$ МПа) та їх крок:

$$S \leq \frac{1}{3} \cdot h_{нов} = \frac{1}{3} \cdot 3,6 = 1,2 \text{ м}$$

Несуча здатність перерізу за формулою (3):

$$N_{пер} = 0,9 \cdot \left(0,7 \cdot 0,25 \cdot 0,4 + \frac{0,35 \cdot 2 \cdot 0,01}{1,2} \cdot 8,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,05 \cdot 4,5 + \frac{365 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 2}{1,2} \right) =$$

$$= 0,9 \cdot (0,07 + 0,05 + 0,225 + 0,096) = 0,3837 \text{ МН/м} = 384 \text{ кН/м}$$

$$N_{пер} = 384 \text{ кН/м} >$$

$$N_{tot} = 177,2 \text{ кН/м}$$

– міцність стіни
забезпечена.

3.3. Віконна перемичка

Згідно до завдання кам'яні перемички над віконними отворами мають пошкодження – вертикальні тріщини, які розцінюються, як ознаки їх руйнування і тому повинні бути підсилені.

Підсилення виконуємо за допомогою балок із спарених швелерів, які заводяться у пошкоджені перемички в дві послідовні черги на протилежних гранях стіни.

Задачею розрахунку підсилення є визначення профілю швелерів балок достатніх для сприймання навантаження на перемичку.

Вихідні дані:

- висота поверху $H_{пов} = 3,8$ м;
- розмір отворів $b \times h = 1.5 \times 1.8$ м;
- товщина стіни $b = 0,6$ м;
- кладка кам'яна із вапняку-черепашнику (об'ємна маса $\gamma = 1300 \text{ кг/м}^3$);
- довжина прольоту будівлі $l_1 = l_2 = 6.1$ м;
- крок балок $u_6 = 1$ м.

Розрахунок виконуємо із припущення, що існуючі пошкодження перемички повністю виводять її із роботи.

3.3.1. Визначення навантажень

При кроці балок $u_6 = 1$ м та при їх прольоті в світу $l = 6,1$ м, навантаження від перекриття на 1 м.п. перемички складе:

$$q = \frac{q_{пер} \cdot U_{вант}}{u_6} = \frac{8,51 \cdot 3,05}{1} = 26,0 \text{ кН/м.п.,}$$

де $q_{пер} = 8,51$ кН/м.п. — навантаження від перекриття (див. підсилення перекриття плитою);

$$U_{вант} = \frac{l}{2} = \frac{6,1}{2} = 3,05 \text{ м} — \text{ширина вантажної площі.}$$

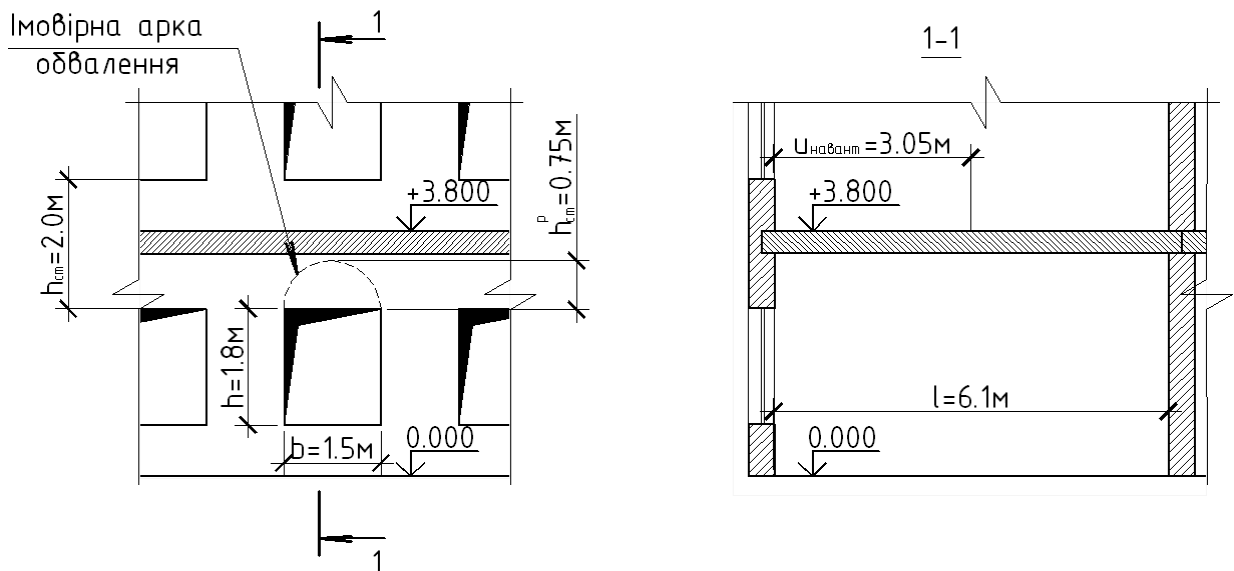


Рис. 10. Загальний вид отвору. Розрахункові параметри

Висота стіни над віконним отвором:

$$h_{ст} = h_{нов} - h_{вікна} = 3,8 - 1,8 = 2,0 \text{ м}$$

В навантаження від власної ваги (в.в.) стіни над перемичкою, з урахуванням так званого «арочного» ефекту, включають ділянку стіни висотою не більше $\frac{1}{2}$ ширини віконного отвору. Вважається, що у випадку відсутності перемички обвалення кладки над отвором відбувається по контуру імовірної арки обвалення (див. рис. 10).

Висота ділянки стіни, яку слід додати до розрахунку:

$$h_{cm}^p = \frac{1}{2} \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 1,5 = 0,75 \text{ м} < h_{cm} = 2,0 \text{ м}$$

Навантаження від стіни:

$$g_{cm} = h_{cm} \cdot b_{cm} \cdot \gamma_f \cdot 10 = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 1300 \cdot 1,2 \cdot 10 = 702 \text{ Н/м} = 0,7 \text{ кН/м}.$$

Повне розрахункове навантаження від перекриття та в.в. стіни:

$$F = g + g_{cm} = 26,0 + 0,7 = 26,7 \text{ кН/м}$$

3.3.2. Визначення профілю балок

Розрахункова довжина прольоту перемички при площі обпирання $b_{обп} = 300 \text{ мм}$:

$$l_0 = b + 2 \cdot \frac{b_{обп}}{2} = 1,5 + 2 \cdot \frac{0,3}{2} = 1,8 \text{ м},$$

$$M = \frac{26,7 \cdot 1,8^2}{8} = 10,81 \text{ кНм}.$$

Необхідний момент опору перерізу із двох швелерів

$$W = \frac{M}{R_y} = \frac{10,81 \cdot 10^{-3}}{225} = 48 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 48 \text{ см}^3.$$

Для одного швелера

$$W_1 = \frac{W}{2} = \frac{48}{2} = 24 \text{ см}^3$$

Відповідно до сортаменту (див. Таблиця 9 Додатку) такий момент опору забезпечує швелер №10 ($W = 34,8 \text{ см}^3$).

Приймаємо 2 швелера №10. Треба відмітити, що незалежно від результату розрахунку, з конструктивних міркувань, мінімальним калібром має бути швелер №10.

3.4. Простінок зовнішньої стіни

Відповідно до завдання необхідно перевірити несучу здатність та, за необхідності, підсилити простінок будівлі, що реконструюється. Існуюча будівля двоповерхова з горищем, яке реконструюється в мансарду. Висота поверху $h_{\text{пов}} = 3,6$ м. Висота приміщення мансарди $H_1/H_2=2,4/3,6$ м. Тимчасове (корисне) навантаження на перекриття після реконструкції $p^n=3,0$ кПа. Прольоти в світу $l_1 = l_2 = 6,0$ м. Стіни виконані в кладці із каменю вапняку-черепашнику міцністю 0,7 МПа на розчині міцністю 1,0 МПа ($f_d=0,25$ МПа). Стіни пошкоджені тріщинами з розкриттям до 2 мм, що перетинають 6 рядів кладки. Товщина зовнішніх стін $h_{\text{ст}}=60$ см, ширина простінків $b_{\text{пр}}=1,2$ м. Розміри віконних отворів $b \times h=1,5 \times 1,8$ м.

3.4.1. Визначення навантажень на простінок

Навантаження слід визначати для розрахункового перерізу простінка на рівні низу віконних отворів 1-го поверху (переріз 2-2 на рис. 11).

Розрахункові навантаження (м^2):

— від даху мансарди (навантаження від власної ваги даху приймаємо $g_{\text{в.в.}}^n = 50 \text{ кгс/м}^2 = 0,5 \text{ кПа}$)

$$q_{\text{дах}} = g_{\text{в.в.}}^n \cdot \gamma_f + p_{\text{sn}}^n \cdot \gamma_{\text{fsn}} = 0,5 \cdot 1,2 + 0,88 \cdot 1,14 = 1,$$

де $p_{\text{sn}}^n=0,88$ кПа – нормативне навантаження від снігу для м. Одеси;

$\gamma_f, \gamma_{\text{fsn}}$ - коефіцієнти надійності за відповідними навантаженнями;

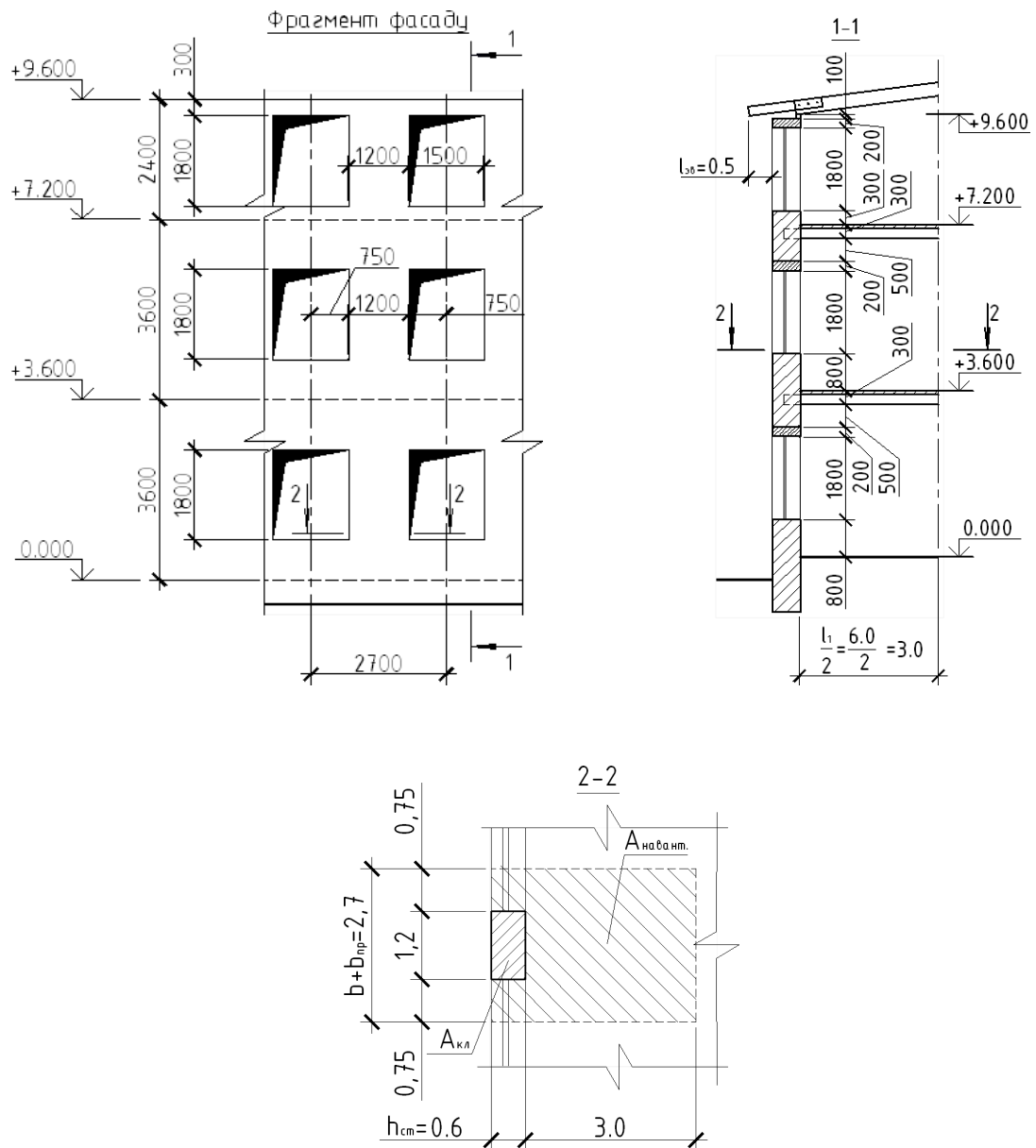


Рис. 11. До визначення навантажень на простінок

— від перекриттів

$$q_{перекр} = G + P^n \cdot \gamma_f = 4,91 + 3,0 \cdot 1,2 = 8,51 \text{ кПа},$$

де G - постійне розрахункове навантаження від перекриття (див. розділ 3.1.2),

P^n - тимчасове (корисне) навантаження на перекриття згідно до завдання.

Вантажна площа даху:

$$A_{\text{вант.дах.}} = (b + b_{\text{пр}}) \cdot \left(l_{\text{зв}} + h_{\text{ст}} + \frac{l_{1(2)}}{2} \right) = (1,5 + 1,2) \cdot \left(0,5 + 0,6 + \frac{6,0}{2} \right) = 11,07 \text{ м}^2,$$

де $l_{\text{зв}}$ - величина звісу даху (див. рис. 11).

Вантажна площа перекриттів:

$$A_{\text{вант.перекр}} = \frac{l_{1(2)}}{2} \cdot (b + b_{\text{пр}}) = \frac{6,0}{2} \cdot (1,5 + 1,2) = 8,1 \text{ м}^2.$$

Навантаження на простінок від даху та перекриттів:

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{дах}} \cdot A_{\text{вант.дах}} + 2 \cdot q_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{вант.перекр}} = 1,6 \cdot 11,07 + 2 \cdot 8,51 \cdot 8,1 = 156 \text{ кН.}$$

$$H_{\text{ст}} = 9,6 - 0,8 = 8,8$$

м. Навантаження від
власної

Висота стіни (див.
рис. 11)

ваги стіни

$$g_{\text{ст}} = [(b + b_{\text{пр}}) \cdot H_{\text{ст}} - b \cdot h \cdot n] \cdot h_{\text{ст}} \cdot \rho_{\text{к}} \cdot \gamma_f = [(1,5 + 1,2) \cdot 8,8 - 1,5 \cdot 1,8 \cdot 3] \cdot 0,6 \cdot 13 \cdot 1,2 = 147 \text{ кН,}$$

де n – кількість поверхів;

$\rho_{\text{к}}$ - навантаження від власної ваги 1 м³ кам'яної кладки

$$(\rho = \gamma \cdot 10 = 1300 \text{ кг/м}^3 \cdot 10 \text{ Н/кг} = 13000 \text{ Н/м}^3 = 13 \text{ кН/м}^3);$$

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Повне розрахункове навантаження на простінок:

$$N_{tot} = q_{tot} + g_{cm} = 156 + 147 = 303 \text{ кН.}$$

3.4.2. Перевірка необхідності підсилення простінку

Перевіряємо необхідність підсилення простінку використовуючи умову (1).

$$N \geq N_{Rd} \cdot \gamma_t \text{ кН},$$

Несуча здатність простінку з урахуванням пошкоджень тріщинами (див. формулу 2)

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d,$$

де A – площа перерізу простінку.

$$N_{Rd} = 0,9 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 0,25 = 0,162 \text{ МН} = 162 \text{ кН}.$$

З урахуванням коефіцієнту $\gamma_t = 0,5$ (Таблиця 8 Додатку):

$$N_{Rd} \cdot \gamma_t = 162 \cdot 0,5 = 81 \text{ кН}.$$

Так як умова (1) виконується, те є:

$$N_{tot} = 303 \text{ кН} > N_{Rd} \cdot \gamma_t = 81 \text{ кН},$$

то простінок слід підсилити.

3.4.3. Підсилення простінку

Підсилення виконуємо шляхом влаштування металічної обойми.

Несуча здатність простінку, що підсилений обоймою, складається з залишкової міцності пошкодженої кладки, зусилля, що сприймається вертикальними елементами обойми, - кутиками та зусилля, що сприймається поперечними планками.

Без урахування частини зусилля, яке сприймається поперечними планками (яке піде в запас), несуча здатність простінку складе:

$$N_{пер} = m_k \cdot f_k \cdot A_{кл} + f_{yd} \cdot A'_s \quad (3)$$

де m_k – коефіцієнт, що приймається в залежності від наявності тріщин (при наявності тріщин $m_k=0,7$);

A'_s та f_{yd} – відповідно, площа перерізу та розрахунковий опір сталі вертикальних кутиків.

Необхідна площа кутиків із умови (3) складе:

$$A'_s = \frac{N_{tot} - m_k \cdot f_k \cdot A_{кл}}{f_{yd}} = \frac{303 \cdot 10^{-3} - 0,7 \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{230} = 7,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7,7 \text{ см}^2.$$

Конструктивно для влаштування обойм слід приймати кутики не менш ніж 50×5 . Приймаємо кутики 50×5 ($A_s = 4,8 \text{ см}^2$) з загальною площею $4 \times 4,8 = 19,2 \text{ см}^2$ (Таблиця 6 Додатку).

Поперечні планки приймаємо (Таблиця 7 Додатку) із смуги товщиною 5 мм та шириною 50 мм (— 5×50). Крок планок визначається конструктивними вимогами $u \leq h_{ст}; 400$. Приймаємо крок $u = 400$ мм.

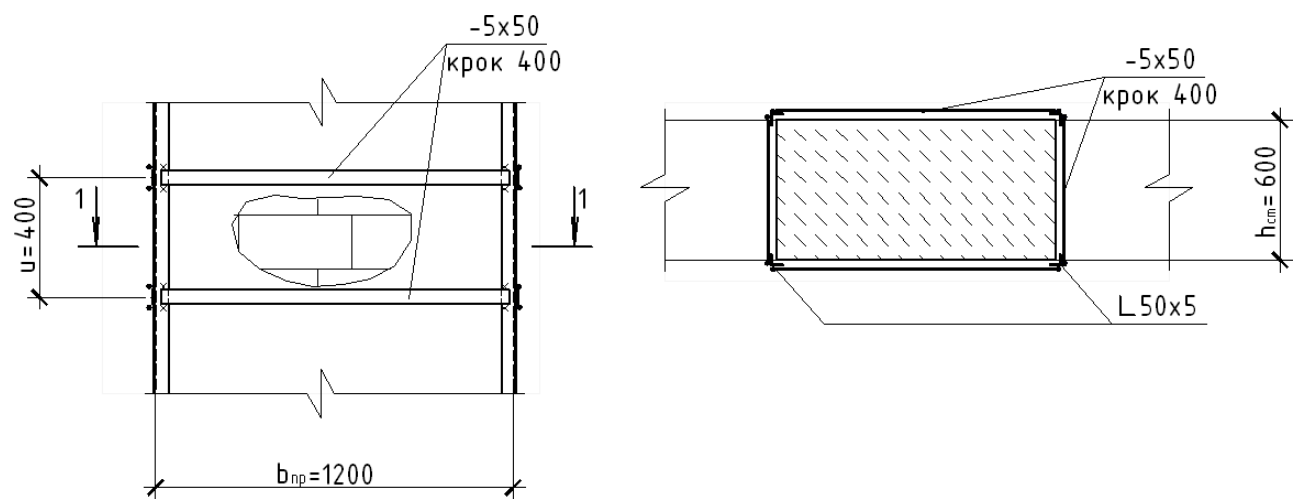


Рис. 12. Схема підсилення простінку

Додаток

Розрахункові опори важкого бетону для граничних станів першої групи f_{cd} и f_{ctd} , МПа (ДБН В.2.6-98:2009)

Таблиця 1

Вид опору	Клас бетону						
	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 32/40	C 35/45
Стиск осьовий (призмova міцність), f_{cd}	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5
Розтяг осьовий, f_{ctd}	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3
Початковий модуль пружності бетону при стиску E_b	10000	23000	27000	30000	32500	36000	37500

Граничні прогини балок у відповідності з естетико-психологічними вимогами при постійних та тимчасових тривалих навантаженнях

Таблиця 2

Проліт l , м	Вертикальні граничні прогини, f_u
$l \leq 1$	$l / 120$
$l = 3$	$l / 150$
$l = 6$	$l / 200$
$l = 24$	$l / 250$
$l \geq 36$	$l / 300$

Примітка: для проміжних значень прольотів граничні прогини слід визначати лінійною інтерполяцією.

**Розрахункові опори стиску кладки із природних каменів низької
міцності правильної форми (із ДБН В.2.6-162.2010)**

Таблиця 3

Вид кладки	Міцність каменю f_b , МПа	Розрахунковий опір f_d , МПа (кг/см ²), на стиск при міцності розчину				
		2,5	1,0	0,4	0,2	0
Із природних каменів при висоті ряду 200 ...300 мм	1,0	0,38 (3,8)	0,33 (3,3)	0,28 (2,8)	0,25 (2,5)	0,2 (2)
	0,7	0,28 (2,8)	0,25 (2,5)	0,23 (2,3)	0,2 (2)	0,12 (1,2)
	0,4	—	0,15 (1,5)	0,14 (1,4)	0,12 (1,2)	0,08 (0,8)

Коефіцієнти повздовжнього згину ϕ

Таблиця 4

Гнучкість λ	Коефіцієнти повздовжнього згину ϕ при пружних характеристиках кладки α						
	1500	1000	750	500	350	200	100
4	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	—
22	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	—
26	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	—
30	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	—
34	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—
38	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	—
42	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	—
46	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	—
50	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	—

54	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	
----	------	------	-----	------	------	------	---

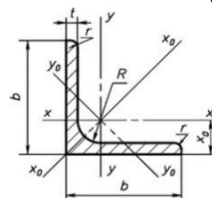
**Розрахункові площі поперечних перерізів та маса арматури,
(сортамент гарячекатаної стержневої арматури за ДСТУ 3760:2006)**

Таблиця 5

Но м і н е р а л ь н и й д і а м е т р	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² при кількості стержнів									Теорети- чна маса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,28	2,55	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27	2,466
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31

36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	9,87

Кутики сталні гарячекатані з рівними полицями. Сортамент (ДСТУ 2251:2018)



Таблиця 6

Но- мер кути- ка	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>	<i>F</i> , см ²	Довідкові значення величин для осей										<i>I_{xy}</i> , см ⁴	<i>x</i> ₀ , см	Маса 1 м, кг
						<i>x - x</i>			<i>x</i> ₀ - <i>x</i> ₀		<i>y</i> ₀ - <i>y</i> ₀							
						<i>I_x</i> , см ⁴	<i>W_x</i> , см ³	<i>i_x</i> , см	<i>I_{x0 max}</i> , см ⁴	<i>i_{x0 max}</i> , см	<i>I_{y0 min}</i> , см ⁴	<i>W_{y0}</i> , см ³	<i>i_{y0 min}</i> , см					
мм																		
4,5	45	3	5,0	1,7	2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	3,00	1,21	2,08		
		4	5,0	1,7	3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73		
5	50	5	5,0	1,7	4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	4,71	1,30	3,37		
		3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	4,16	1,33	2,32		
		4	5,5	1,8	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,80	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05		
		5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	6,57	1,42	3,77		
		6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47		
5,6	56	4	6,0	2,0	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44		
		5	6,0	2,0	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,10	9,41	1,57	4,25		
6,3	63	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	11,00	1,69	3,90		
		5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81		
		6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,90	1,78	5,72		
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17,00	1,88	4,87		
		5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38		
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,10	1,94	6,39		

Но- мер кути- ка	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>	<i>F</i> , см ²	Довідкові значення величин для осей										Маса 1 м, кг
						<i>x - x</i>			<i>x0 - x 0</i>		<i>y0 - y0</i>			<i>I_{xy}</i> , см ⁴	<i>x0</i> , см	
						<i>I_x</i> , см ⁴	<i>W_x</i> , см ³	<i>i_x</i> , см	<i>I_{x 0 max}</i> , см ⁴	<i>i_{x 0 max}</i> , см	<i>I_{y 0 min}</i> , см ⁴	<i>W_{y 0}</i> , см ³	<i>i_{y 0 min}</i> , см			
мм																
7,5	75	7	8,0	2,7	9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,20	1,99	7,39
		8	8,0	2,7	10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,20	2,02	8,37
		5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	7,91	16,41	5,74	1,49	23,10	2,02	5,80
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89
		7	9,0	3,0	10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,20	2,10	7,96
		8	9,0	3,0	11,50	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,80	8,16	1,47	35,00	2,15	9,02
		9	9,0	3,0	12,83	66,10	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,60	2,18	10,07
8	80	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	30,90	2,17	6,78
		6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	33,40	2,19	7,36
9	90	7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	38,30	2,23	8,51
		8	9,0	3,0	12,30	73,36	12,80	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43,00	2,27	9,65
		6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33
10	100	7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64
		8	10,0	3,3	13,93	106,1	16,36	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	62,30	2,51	10,93
		9	10,0	3,3	15,60	118,0	18,29	2,75	186,00	3,46	48,60	13,48	1,77	68,00	2,55	12,20
		6,5	12,0	4,0	12,82	122,1	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,40	2,68	10,06
		7	12,0	4,0	13,75	130,6	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,40	2,71	10,79
		8	12,0	4,0	15,60	147,2	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25
		10	12,0	4,0	19,24	178,9	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110,0	2,83	15,10
		12	12,0	4,0	22,80	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,10	1,95	122,0	2,91	17,90
		14	12,0	4,0	26,28	237,2	33,83	3,00	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138,0	2,99	20,63

Прокат листовий гарячекатаний. Сортамент (ДСТУ 8540:2015)

Таблиця 7

Ширина, мм	1250	1400	1500	1600	1700	1800
Товщина, мм	6, 8, 10	6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36				

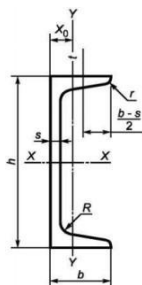
**Коефіцієнт зниження несучої здатності при утворенні силових тріщин
від стискаючих зусиль**

Таблиця 8

№ п.п.	Характер пошкодження кладки	Коефіцієнт γ_t при кладці	
		неармованої	армованої
1	Тріщини в окремих цеглинах, що не перетинають розчинні шви.	1	1
2	Волосяні тріщини, що перетинають не більше двох рядів кладки .	0,9	1
3	Те саме, при перетині не більше чотирьох рядів кладки при числі тріщин не більше чотирьох на 1 м ширини (товщини) стіни, стовпа або простінка.	0,75	0,9
4	Тріщини з розкриттям до 2 мм, що перетинають не більше 8 рядів кладки при числі тріщин не більш чотирьох на 1 м ширини (товщини) стіни, стовпа, простінка.	0,5	0,7
5	Те ж саме, при перетинанні більше восьми рядів.	0	0,5

Швелери сталеві гарячекатані

Сортамент (ДСТУ 3436-96)



Таблиця 9

№ п.п.	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	Пло- ща попе - реч- ного пере- тину <i>F</i> , см ²	Ма- са 1 м, кг	Довідкові значення для осей							<i>x</i> ₀ , с м
								<i>x – x</i>				<i>y – y</i>			
								<i>I</i> _x , см ⁴	<i>W</i> _x , см ³	<i>i</i> _x , см	<i>S</i> _x , см ³	<i>I</i> _y , см ⁴	<i>W</i> _y , см ³	<i>i</i> _y , с м	
5	50	32	4,4	7,0	6,0	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	6,0	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7,0	10,90	8,59	174	34,8	3,99	20,40	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	13,30	10,40	304	50,6	4,78	29,60	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,95	8,1	8,0	15,60	12,30	491	70,2	5,60	40,80	45,4	11,0	1,70	1,67
16	160	64	,0	8,4	8,5	18,10	14,20	747	93,4	6,42	54,10	63,3	13,8	1,87	1,80
16a	160	68	5,0	9,0	8,5	19,50	15,30	823	103	6,49	59,40	78,8	16,4	2,01	2,00
18	180	70	5,1	8,7	9,0	20,70	16,30	1090	121	7,24	69,80	86,0	17,0	2,04	1,94
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	22,20	17,40	1190	132	7,32	76,10	105	20,0	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9,0	9,5	23,40	18,40	1520	152	8,07	87,80	113	20,5	2,20	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10,0	26,70	21,00	2110	192	8,89	110,0	151	25,1	2,37	2,21
24	240	90	5,6	10,0	10,5	30,60	24,00	2900	242	9,73	139,0	208	31,6	2,60	2,42
27	270	95	6,0	10,5	11,0	35,20	27,70	4160	308	10,9	178,0	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11,0	12,0	40,50	31,80	5810	387	12,0	224,0	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7,0	11,7	13,0	46,50	36,50	7980	484	13,1	281,0	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14,0	53,40	41,90	10820	601	14,2	350,0	513	61,7	3,10	2,68
40	400	115	8,0	13,5	15,0	61,50	48,30	15220	761	15,7	444,0	642	73,4	3,23	2,75

Завдання до курсового проекту
«Реконструкція та поновлення будівель та споруд»

Студент _____ група _____

1. Умови реконструкції.

1.1. Влаштування мансардного поверху на заміну горища.

1.2. Тимчасове (корисне) навантаження на перекриття – $p^n =$ _____ кПа.

1.3. Висота приміщення мансарди – $H_1/H_2 =$ _____

2. Результати обстеження.

2.1. Конструктивна схема будівлі - безкаркасне с повздовжніми несучими стінами та дерев'яними перекриттями.

2.2. Основні параметри:

- кількість прольотів – 2;
- довжина прольотів в світу $l_1 = l_2 =$ _____ м;
- висота поверху $h_{\text{эт}} =$ _____ м.

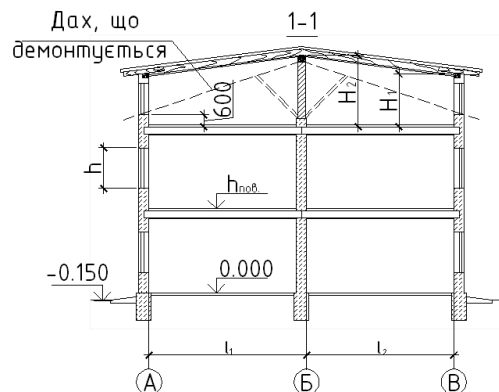
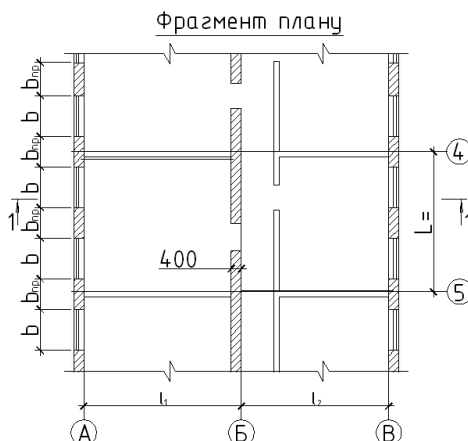
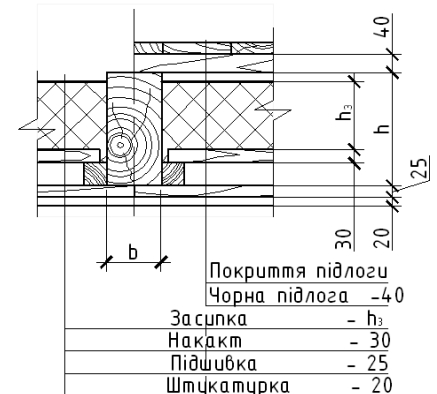
2.3. Перекриття дерев'яні по дерев'яним балкам:

- крок балок $u_b =$ _____ м;
- переріз балок $(b \times h)$ _____ × _____ см;
- висота шару засипки ($\gamma = 1500 \text{ кг/м}^3$) $h_3 =$ _____ м.

2.4. Стіни в кладці із вапняку-черепашнику:

- марки каменю / розчину М____/ М____;
- розміри віконних отворів $b \times h =$ _____ × _____ м;
- ширина простінків $b_{\text{пр}} =$ _____ м;
- товщина стін: зовнішніх _____ м, внутрішніх _____ м.

Конструкція перекриттів
горищного міжповерхового



2.5. Дефекти та пошкодження конструкцій існуючої будівлі:

- стіни пошкоджені тріщинами з розкриттям до _____ мм, довжиною до _____ см;
- кам'яні перемички над віконними отворами мають ознаки руйнування – вертикальні тріщини;

- перекриття – хиткі; прогин балок $f > \frac{1}{150} L$

3. Необхідно перевірити несучу здатність та, за необхідністю, підсилити перекриття, простінки, перемички вікон, внутрішню повздовжню стіну 1-го поверху.

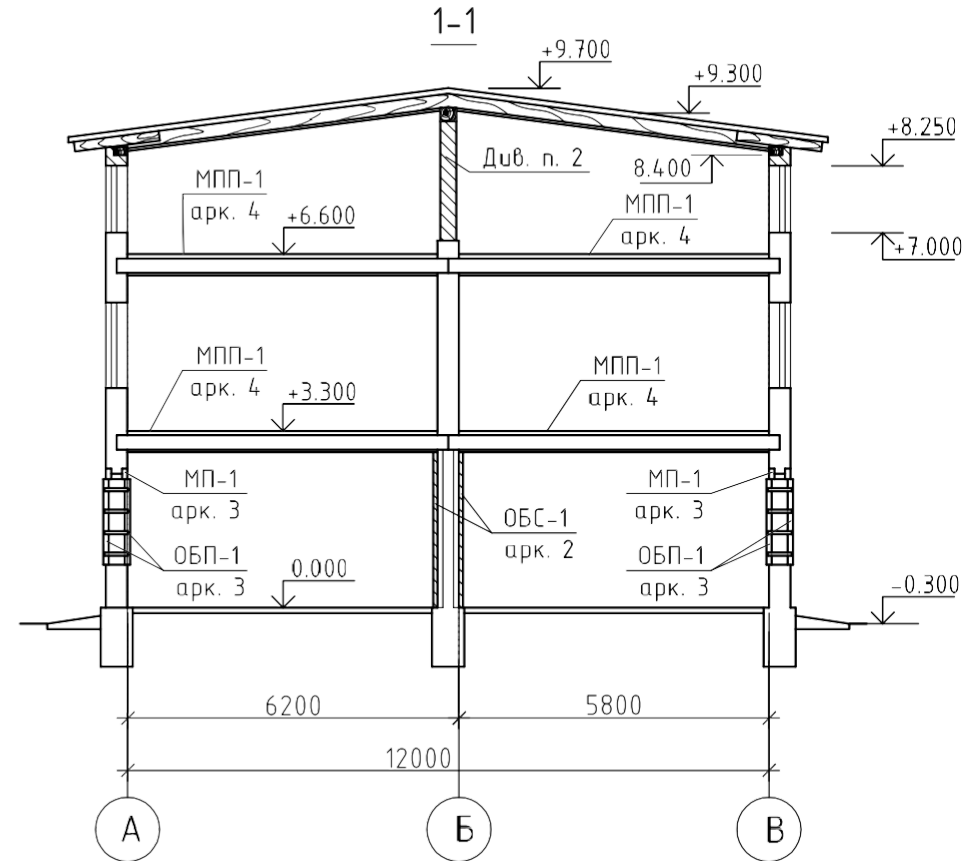
Керівник _____ Дата отримання завдання _____

№ п/п	Тимчасове навантаження на перекриття p^n , кПа	Висота приміщення мансарди H_1/H_2	довжина прольотів в світу $l_1 = l_2$, м	висота поверху $h_{\text{эт}}$, м	крок балок l_0 , м;	переріз балок ($b \times h$), см	висота шару засипки h_3 , м	марки каменю / розчину f_b/f_d , МПа;	З/б плита класу	розміри віконних отворів $b \times h$, м	ширина простінків $b_{\text{пр}}$, м;	товщина стін: зовнішня/внутрішня, м.
1	4.0	1.9/2.9	6.0	3.0	1.5	150x200	100	1.0/2.5	C8/10	1.6x1.8	1.6	0.6x0.4
2	3.5	1.8/2.8	5.8	3.1	1.6	125x150	110	1.0/1.0	C12/15	1.7x1.8	1.8	0.4x0.2
3	3.3	1.7/2.7	5.9	3.3	1.7	150x175	120	1.0/0.4	C16/20	1.8x1.8	1.5	0.4x0.4
4	3.9	1.6/2.6	6.1	2.7	1.9	100x125	130	0.7/2.5	C20/25	1.5x1.8	1.7	0.6x0.2
5	3.2	1.5/2.6	6.2	2.9	2.0	125x150	140	0.7/1.0	C8/10	1.6x1.6	1.6	0.6x0.4
6	3.1	1.7/2.9	5.6	3.0	1.8	75x150	150	0.7/0.4	C12/15	1.7x1.6	1.8	0.4x0.2
7	3.8	1.8/2.7	5.5	3.3	1.9	100x175	160	0.4/0.2	C16/20	1.8x1.6	1.6	0.4x0.4
8	3.7	1.6/2.8	5.7	3.0	1.7	125x175	170	0.4/1.0	C20/25	1.5x1.6	1.8	0.6x0.2
9	3.6	1.9/2.9	5.8	3.1	1.6	150x200	100	0.4/0.4	C8/10	1.6x1.8	1.5	0.6x0.4
10	3.5	1.8/2.8	5.9	3.3	1.5	125x150	110	1.0/2.5	C12/15	1.7x1.8	1.7	0.4x0.2
11	3.8	1.7/2.7	6.0	2.7	1.5	150x175	120	1.0/1.0	C16/20	1.8x1.8	1.6	0.4x0.4
12	4.2	1.6/2.6	6.1	2.9	1.6	100x125	130	1.0/0.4	C20/25	1.5x1.8	1.8	0.6x0.2
13	4.3	1.5/2.6	6.2	3.0	1.7	125x150	140	0.7/2.5	C8/10	1.6x1.6	1.6	0.6x0.4
14	4.2	1.7/2.9	6.0	3.3	1.9	75x150	150	0.7/1.0	C12/15	1.7x1.6	1.8	0.4x0.2
15	4.1	1.8/2.7	5.8	2.8	2.0	100x175	160	0.7/0.4	C16/20	1.8x1.6	1.5	0.4x0.4
16	3.9	1.6/2.8	5.9	2.9	1.8	125x175	170	0.4/0.2	C20/25	1.5x1.6	1.7	0.6x0.2
17	3.8	1.7/2.8	6.1	2.7	1.9	150x200	100	0.4/1.0	C8/10	1.6x1.8	1.6	0.6x0.4
18	3.2	1.6/2.9	6.2	3.0	1.7	125x150	110	0.4/0.4	C12/15	1.7x1.8	1.8	0.4x0.2
19	4.0	1.5/2.7	5.6	3.3	1.6	150x175	120	1.0/1.0	C16/20	1.8x1.8	1.5	0.4x0.4

20	3.5	1.8/2.8	5.5	2.7	1.5	100x125	130	1.0/0.4	C20/25	1.5x1.8	1.8	0.6x0.2
----	-----	---------	-----	-----	-----	---------	-----	---------	--------	---------	-----	---------

Література

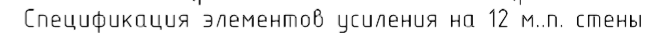
1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. – [Чинний від 01-06-2020]. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2009. – 47 с. – (Національний стандарт України).
2. Настанова щодо обстежень будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 . – [Чинний від 2017-04-01]. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 47 с. – (Національний стандарт України).
3. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний від 2011-09-01]. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).
4. ДСТУ 3436-96 Швелери сталеві гарячекатані. - [Чинний від 01-01-1999]. – Київ: Український науково-дослідний інститут металів «УкрНДІМет», 1996. – 10 с. – (Державний Стандарт України).
5. ДСТУ 8540:2015 Прокат листовий гарячекатаний - [Чинний від 10-06-2016]. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2015. – 12 с. – (Державний стандарт України).
6. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент. - [Чинний від 01-01-2019]. – Київ: Український науково-дослідний інститут металів «УкрНДІМет», 2018. – 10 с. – (Державний Стандарт України).
7. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006 – ISO 6935-2:1991, NEQ. – [Чинний від 2006-12-11]. – Київ: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с. – (Державний стандарт України).



№ п.п.	Найменування	м арка	Прим.
1	Плита підсилення перекри ття	м ПП-1	арк. 4
2	Обойма підсилення стіни	ОБС-1	арк. 2
3	Обойма підсилення простінку	ОБП-1	арк. 3
4	Елемент підсилення перемички	м П-1	арк. 3

Виконав				Стадія
Перевірів				Аркуш
				Аркуші
				У
				1
				4
				Схема розташування елементів підсилення

II черга – влаштування
штукатурної армованої обійми



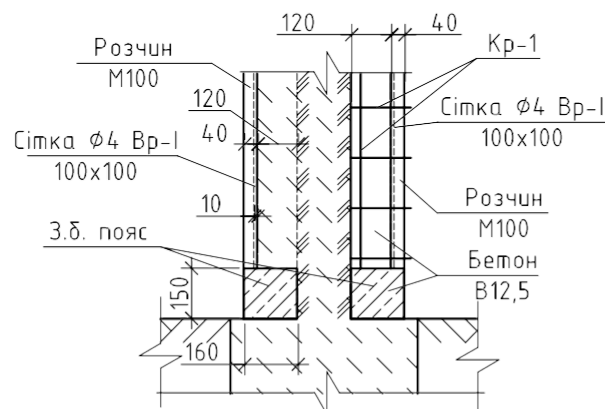
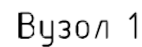
Стіна підсилюється ребристою штукатурно-бетонною армованою обоймою. Ребра обойми – залізобетонні, та влаштовуються у попередньо прорізані у стінах шпорох.

Стінки обойми штукатурні, армовані сіткою із проволочи $\phi 4$ мм.

Обойма опирається на залізобетонні опорні пояси, які влаштовуються в нижній частині стін.

Влаштування обойми на кожній з протилежних граней стін виконані в 2 послідовні черги (див. загальний вид).

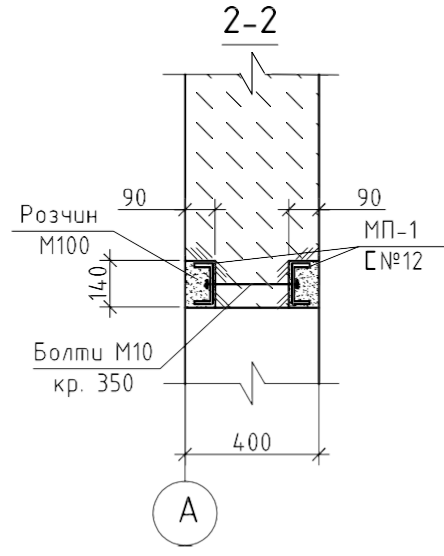
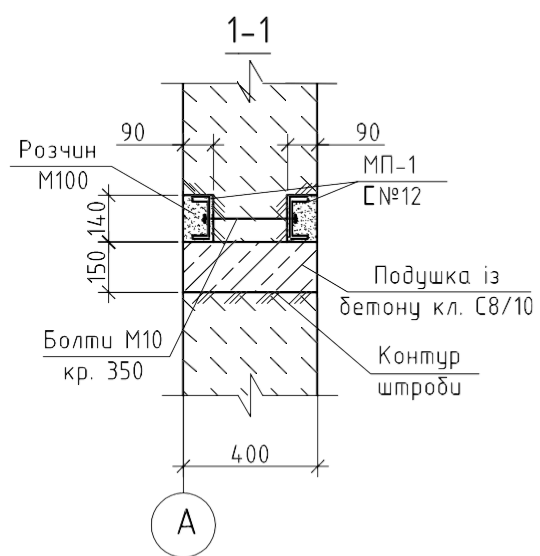
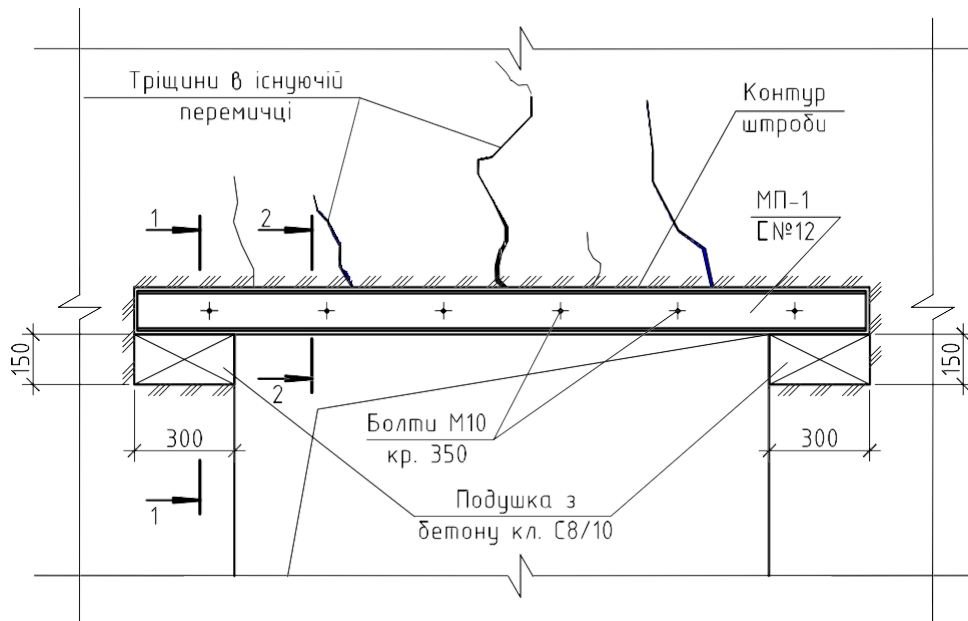
Оштукатурювання по стіні виконати в 2 шари.



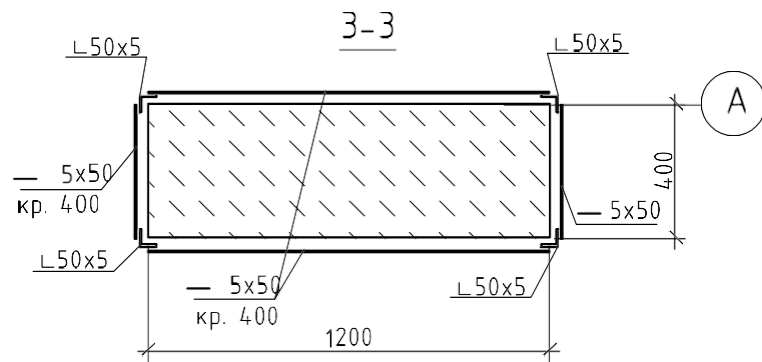
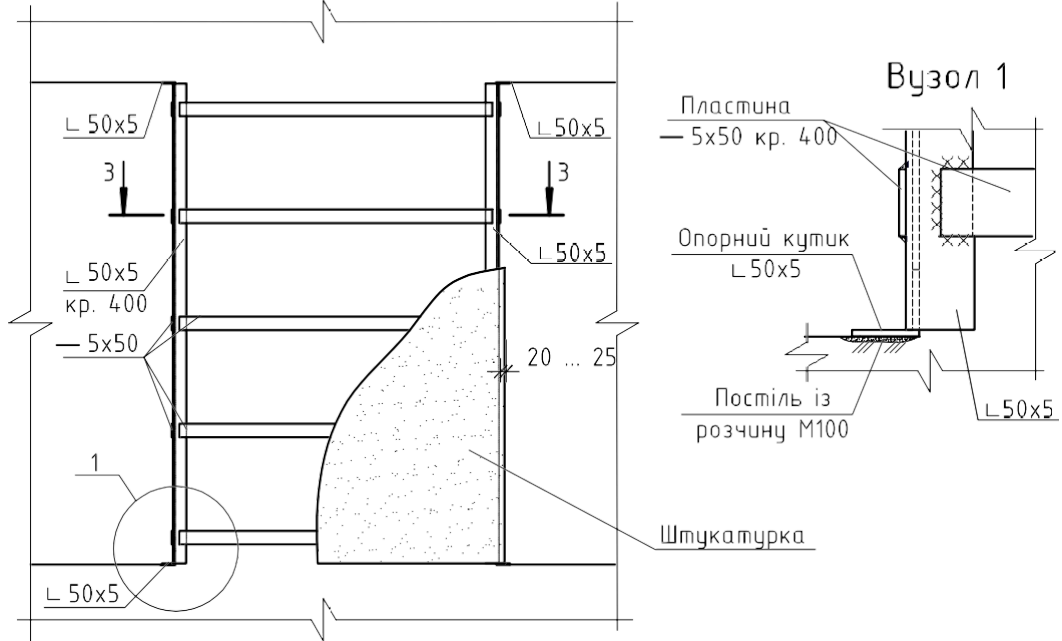
Виконав				Стадія
Перевіриў				Аркуш
				Аркуші
				У
				2
				4
				Одбойма стіны ОБС-1

Підсилення перемички балкою МП-1

Загальний вид



Деталь підсилення простінок обіймою
ОБП-1



Виконав				Стадія
Перевірів				Аркуш
				Аркуші
				У
				З
				4
				Елемент підсилення перемички МП-1,
				обойма підсилення простінку ОБП-1

Деталь під'єднання перекриття плитою МПП -1

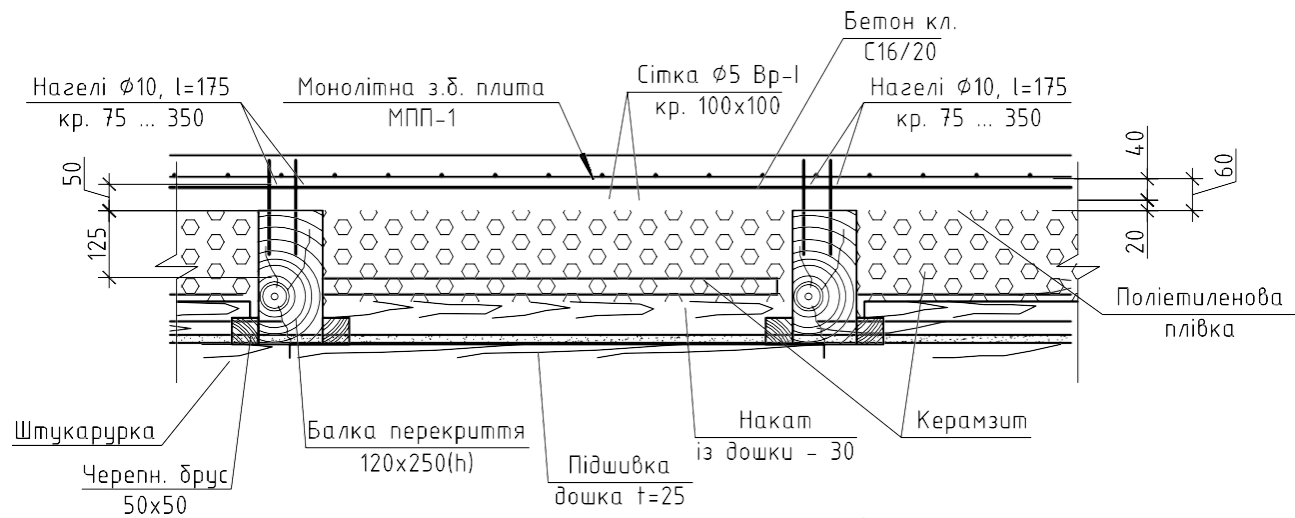
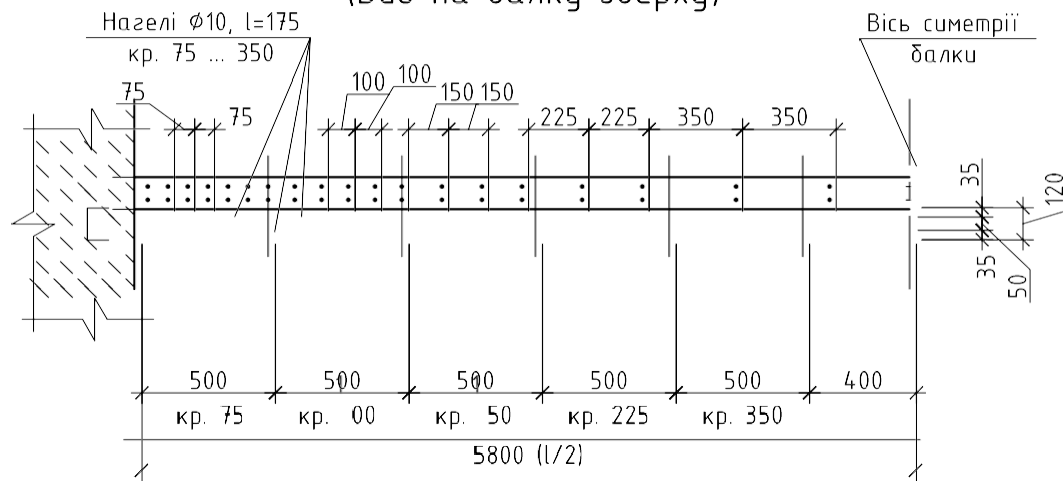


Схема розташування нагелів
(Вид на балку зверху)



Виконав:					Стадія
Перевірів:					Аркуш
					Аркуші
					У
					4
					4
				Генераль підсилення плити	
				Д Генерекри птя МПП-1	

