

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06- КМР.255 «С» 2023.02.24.012 ПЗ
НУБІП України

БЕНДЕРЕЦЬ СЕРГІЯ ПЕТРОВИЧА

НУБІП України
2023 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

УДК 728.22:624.012(477.74)

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завдувач кафедри будівництва

Бакулін Є.А.

(підпис)

(ПІБ)

“ ” _____ 2023 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

БЕНДЕРЕЦЬ СЕРГІЯ ПЕТРОВИЧА

на тему «Проектування 12-типоверхового житлового будинку
із улаштуванням пальового фундаменту у м. Одеса»

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма «Магістр»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

Гарант освітньої програми

К.Т.Н., доцент

(науковий ступінь та вчене звання)

Бакулін Є.А.

(підпис)

(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., ст. викладач

(науковий ступінь та вчене звання)

Фесенко О.А.

(підпис)

(ПІБ)

Виконав _____

(підпис)

Бендерець С.П.

(ПІБ студента)

КИЇВ – 2023

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

К.т.н., доцент

Бакулін Є.А.

(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПБ)

2023 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

СТУДЕНТА

БЕНДЕРЕЦЬ СЕРГІЯ ПЕТРОВИЧА

Тема: «Проектування 12-типоверхового житлового будинку
із влаштуванням пальового фундаменту у м. Одеса»

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма «Магістр»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

затверджена наказом ректора НУБіП України від 24.02.2023р. № 255 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 11.2023р.

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: виконати розрахунок простінків в осях А-Б, 1-2, несучих конструкцій: сходовий марш, пальовий фундамент. Розробити будівельний генеральний план, розрахувати місця складування конструкцій і матеріалів, розміщення тимчасових доріг, влаштування тимчасових будівель і споруд відповідно до розрахунку їх площ. Розробити технологічну карту на влаштування цегляних стін.

НУБІП України

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Провести аналіз та класифікувати будівельні сумішні цегляної кладки по оптимальним параметрам для об'єктів різного функціонального призначення.

НУБІП України

Дата видачі завдання “

20 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

Фесенко О.А.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

НУБІП України

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

Бендерещ С.П.

(прізвище та ініціали студента)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Зміст

ВСТУП

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

- 1.1. Об'ємно-планувальні рішення житлових будинків
- 1.2. Компошування планів модульних квартирних елементів
- 1.3. Структурне планування комунікаційних шляхів
- 1.4. Техніко-економічні показники житлового будинку

2. АРХИТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

- 2.1. Генеральний план забудови
- 2.2. Об'ємно-планувальні рішення будівлі
- 2.4. Конструктивне рішення
- 2.5. Внутрішнє опорядження
- 2.6. Оздоблення фасадів
- 2.7. Інженерне забезпечення
- 2.8. Техніко-економічні показники по генплану

3. КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВА ЧАСТИНА

- 3.1. Найбільш навантажений простінок
- 3.2. Визначення навантажень
- 3.3. Перевірка несучої здатності позацентрова-стиснутого зовнішнього простінка в осях 1-В-Г
- 3.2. Розрахунок сходового маршу
 - 3.2.1. Вихідні дані та умови для розрахунку
 - 3.2.2. Розрахункові характеристики матеріалів маршу
 - 3.2.3. Визначення розрахункового прогону
 - 3.2.4. Визначення навантаження на 1 м.п. горизонтальної проекції сходового маршу
 - 3.2.4. Визначення розрахункових зусиль M і Q
 - 3.2.5. Визначення розмірів перерізу сходового маршу

3.2.6. Розрахунок ребер маршу по нормальному перерізу

3.2.7. Розрахунок по міцності похидої смуги

3.2.8. Перевірка необхідності розрахунку поперечної арматури

4. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА ВЛАШТУВАННЯ ЦЕГЛЯНОЇ КЛАДКИ

4.1. Загальні дані

4.2. Організація робочого місця

4.3. Безпека праці при веденні цегляної кладки

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1. Підрахунок обсягів робіт і потреби в матеріальних ресурсах

5.2. Вибір методів виконання робіт і основних будівельних машин і механізмів

5.2.1. Зведення надземної частин будівлі

5.3. Розробка будівельного генерального плану

5.3.1. Розміщення монтажних кранів

5.3.2. Тимчасові дороги

5.3.4. Водопостачання будівельного майданчика

5.3.5. Електропостачання будівельного майданчика

5.4. Календарне планування

6. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ

6.1. Загальні положення

6.2. Утримання територій будівництва, будівель і приміщень

6.3. Заходи пожежної безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт

6.4. Заходи пожежної безпеки при зберіганні і роботі з

клеями, мастиками, бітумом, полімерними й іншими горючими

речовинами і матеріалами

6.5. Заходи пожежної безпеки при проведенні

зварювальних і інших вогневих робіт

6.6. Заходи пожежної безпеки при влаштуванні та експлуатації

установок опалення і сушіння приміщень

6.7. Водопостачання, засоби пожежогасіння і зв'язку

6.8. Вимоги безпеки при виникненні пожежі

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

7.1. Порядок визначення кошторисного прибутку

8. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

8.1. Вступ

8.2. Постановка задачі дослідження

8.3. Класифікація будівельних розчинів

8.3.1. Марки розчину для кладки

8.4. Витрата кладочної суміші на 1 куб. м кладки

8.5. Умови кладки у зимовий період

8.6. Визначення фізико-механічних характеристик розчину

8.6.1. Визначення рухомості розчинової суміші

8.6.2. Визначення густини розчинової суміші

8.6.3. Визначення розшарованості розчинової суміші

8.6.3. Визначення водоутримувальної здатності розчинової суміші

8.6.4. Визначення розчинової суміші на стиск

8.6.5. Визначення середньої густини розчину

8.6.5. Визначення вологості розчину

8.6.6. Визначення морозостійкості розчину

9. ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

10. ДОДАТКИ

- Кошториси

- Креслення

ВСТУП

Майже кожна держава пропонує свою філософію будівництва і облаштування житла, сутність якої наближать людину до психологічного комфорту. Але застосування існуючих прийомів повністю не забезпечує людину повним психологічним комфортом. Розглянемо, які сучасні варіанти пропонують науковці, опираючись на всесвітній досвід проектування житла.

Детально аналізуючи характеристику поняття «комфортності житлового середовища» це, не тільки вплив природного освітлення, інсоляції, повітрообміну, тощо, але в певній мірі і гармонізація психологічної складової мешканців будівлі.

Класифікація житла в залежності від рівня комфортності.

Соціальне житло – при проектуванні приймаються мінімальні площі (площі приміщень приймаються відповідно нормам у ДБН) для забезпечення необхідних функціональних процесів. Прикладами можуть служити – мало-сімейні будинки та житловий фонд «хрущовського» періоду будівництва. У соціальному житлі виділено ще дві категорії (Економ-клас, Стандарт-клас).

Елітне житло - немає обмежень стосовно площі приміщень та проектування ведеться виходячи з матеріальних можливостей замовника.

Поняття «елітне житло» має досить неоднозначне тлумачення в міжнародній практиці. Немає єдиного офіційного тлумачення цього терміну на міжнародному рівні, а відповідно, і вимоги до цього житла мають суттєві відмінності у кожній країні світу. До 2000 р. забудовники оперували стандартизованими поняттями, як «житло класу люкс», «елітне житло», «житло підвищеної комфортності» та «житло масового сегмента». Вводились класи комфортності житлових будинків («А», «В» і «С»), як основну характеристику житла. Встановлювалася орієнтація на Західну класифікацію та критерії, що визначало ступінь класності будинку. Але, всі ці поняття не прижилися. Єдине, що залишається спільним, це філософія самого житла, що визначає його статус, неповторність, респектабельність, престижність, тобто елітарність.

За європейськими стандартами елітним вважається будинок з прибудинковою територією, паркінгом, сервісними послугами та іншими

додатковими умовами комфортності. Взагалі в Європі встановлено 12 вимог до елітної нерухомості:

- розвинена інфраструктура району;
- «замкнута» територія;
- охорона доступу, система відеоспостереження за територією;

- автостоянки (два місця на кожен квартиру);
- спортзал, басейн;
- оптимальне об'єктно-планувальне рішення;

- просторі кімнати з високими стелями (близько 3 метрів);

площа квартири – від 250-300 м² і більше;

високі вимоги до оформлення інтер'єру;

високошвидкісний інтернет, бажані Wi-Fi та супутникове телебачення;

- дистанційне управління охоронною системою, системою опалення, освітлення, водопостачання;

- хороший стан прилеглої до будинку території (озеленення, тротуарна плитка, дитячий майданчик);

- престижне місце розташування.

В нашій країні провідні будівельні фірми «Познякижитлобуд»,

«Київміськбуд», «Житло-Інвест» запропонували такі 16 вимог до елітного житла:

- Окрема кімната (спальня) на кожного члена сім'ї (від 25 кв. м);

- Санвузол для кожної спальні;

- Стелі не нижче 2,90 м;

- Наявність гардероба або великих підсобних кімнат;

- Автоматичне регулювання температури (клімат-контроль);

- Загально будинкова система кондиціонування й очищення повітря;

- Супутникове ТБ й Інтернет у всіх приміщеннях;

- Охорона оесні, території, відеоспостереження, охоронна система квартири;

- Крита автостоянка, 2-3 місця на кожен квартиру;

- Виділена (захищена) прибудинкова територія;

- Автономна система водо- і теплопостачання;

- Розташування в центральних районах міста (але не на магістралях);

- Віддаленість від промзон і підприємств;

- Відсутність висотних (високих) будинків на близькій відстані;

- Наявність парку, скверу, зони відпочинку в межах 5 хвилин ходьби;

- Власна служба обслуговування будівлі та території.

Наша країна немає єдиних загальноприйнятих класифікації елітної нерухомості тобто певного рівня комфортності, а відповідно, і не існує встановлених вимог на затверджених на законодавчому рівні. Таким чином, усі

вищезгадані вітчизняні класифікації житла і вимоги не є офіційними, адже не

затверджені на законодавчому рівні. Недосконалість законодавчої бази не сприяє

розвитку будівництва нових елітних комплексів, будинків підвищеної комфортності та інше. З всього вище сказаного, можливо зазначити, що елітне

(комфортне) житло орієнтовано на дуже невеликий круг людей.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Об'ємно-планувальні рішення житлових будинків

Планування будівель, а точніше - їх об'ємно-планувальна структура, тісно пов'язана як з їх функціональним призначенням, так і з типом застосовуваних конструкцій. Ця структура являє собою спільне розташування певних приміщень заданих розмірів і форми в одній будівлі відповідно до функціональних, технічних, економічних та художньо-естетичних вимог.

Основу об'ємно-планувального рішення житлових будинків становить так звана житловий осередок - квартира в житловому будинку, номер у готелі або кімната в туртожбунку.

Для багатопверхових житлових будинків застосовуються наступні планувальні рішення: секційні, коридорні і галерейні, а також комбіновані.

Для малоповерхових житлових будинків характерні одноквартирні (індивідуальні), двоквартирні або багатоквартирні (блоковані) планувальні рішення (рис. 1.1).

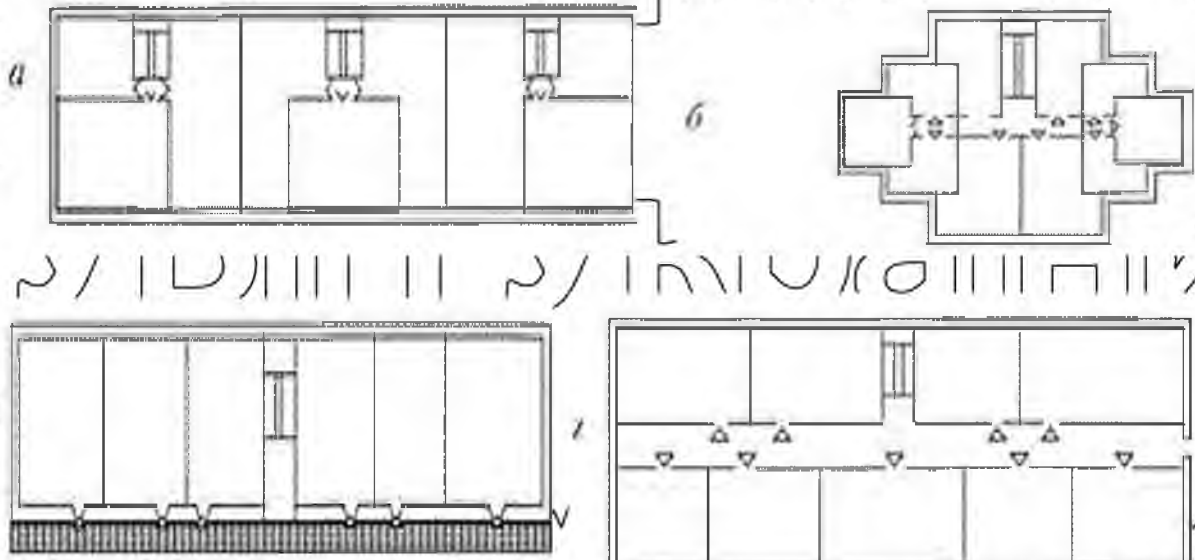


Рис. 1.1. Основні планувальні рішення багатопверхових житлових будівель: а - багатосекційний житловий будинок; б - односекційний житловий будинок; в - галерейний житловий будинок; г - коридорний житловий будинок

Житлові будинки секційного типу складаються з однієї або декількох секцій. Секція – це частина будівлі, квартири якої мають вихід на одну сходову клітку, відокремлена від інших частин будівлі глухою стіною.

Житловий будинок коридорного типу - це будівля, в якій квартири мають вихід на сходову клітку через загальний коридор, який збільшує число квартир, що припадає на один сходово-ліфтовий вузол. Таке рішення головним чином характерно для гуртожитків і готелів, але використовуються і в житлових будинках, особливо з переважанням квартир невеликої площі.

Житлова будівля галерейного типу - це будівля, в якій квартири мають вихід на сходову клітку через загальну галерею (відкритий коридор зовнішнього розташування). Такі будинки характерні для південних районів або для сезонного (літнього) застосування.

Для переміщення в межах поверхів житлових будинків і між їх поверхами використовуються комунікаційні приміщення. Вони бувають вертикальними (сходи) і горизонтальними (коридори та галереї).

Найбільш поширені типи об'ємно-планувальних рішень житлових будинків - секційні будинки. Компонування секційної житлової будівлі базується на блокуванні окремих секцій. Окремі секції по своєму розташуванню в будівлі та конфігурації підрозділяються на торцеві, рядові, виступові і поворотні під різними кутами. Всі ці секції мають певний набір квартир з різною площею та різною кількістю кімнат (рис. 1.2).

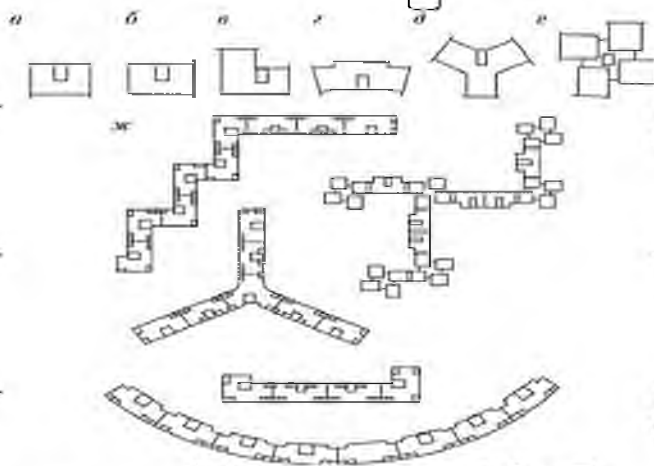


Рис. 1.2. Типи секцій відповідно до їх місцеположення в плані будівлі:

a - рядова; *б* - торцева; *в* - кутова; *г* - рядова для будівель з криволінійним

планом; *д* - поворотна під кутом 120° ; *е* - поворотна під кутом 90° (хрестова);

ж - приклади компоювання планів житлових будівель з різних секцій

Кожна квартира в межах поверху секції певного типу володіє деякими

санітарно-гігієнічними якостями. Слід прагнути до розробки таких

планувальних рішень секцій, які дозволили б мати в квартирах наскрізне провітрювання як найбільш ефективно (або як мінімум кутове) і нормоване час інсоляції при будь-якій орієнтації по сторонах світу (1.3).

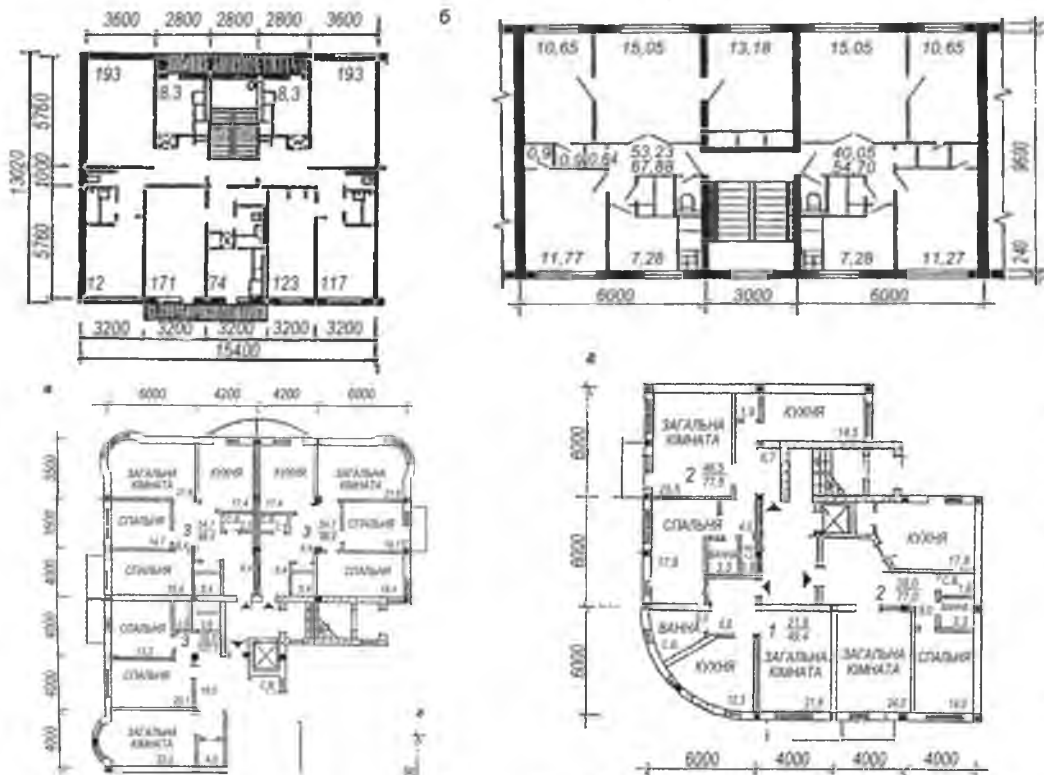


Рис. 1.3. Планувальні схеми секційних житлових будинків: а - торцева

секція; б - рядова секція; в - торцева секція монолітно-каркасної будівлі; г -

кутова секція

У масовому будівництві застосовують в основному секційні будинки.

Планування більшості багатоквартирних будинків являє собою набір із торцевих і рядових секцій.

Згідно ДБН В.1.1.7 - 2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва» за умовною висотою житлових будинки класифікують:

- малоповерхові - висотою до 9,0 м (до 3-х поверхів включно);

- багатоповерхові - 26,5 м (до 9-ти поверхів включно);

- підвищеної поверховості – 47,0 м (до 16-типоверхів включно);
- висотні – висотою більше 47,0 м (понад 16-ть поверхів).

1.2. Компонування планів модульних квартирних елементів

Квартира зазвичай складається з житлових кімнат та підсобних приміщень

(рис. 1.3).

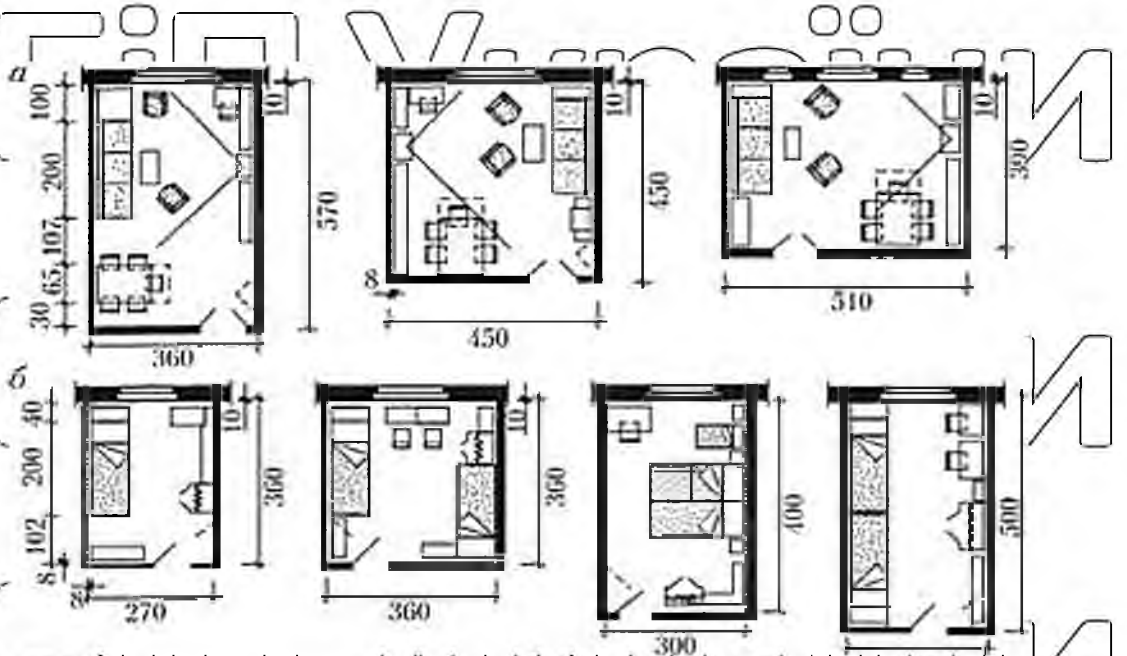


Рис. 1.3. Модулі типових планувальних рішень житлових кімнат квартир:
а - загальні кімнати (вітальні), 18-20 м²; **б** - спальні, 9-12 м²

До житлових кімнат відносяться вітальня (загальна кімната), їдальня (або спальні), дитяча кімната, кабінет і т.д. До підсобних приміщень належать передпокій (передня), хол, коридор (або коридори), кухня, ванна кімната, туалетна кімната, комора, літні приміщення (балкон, лоджія, веранда, тераса і т.д.).

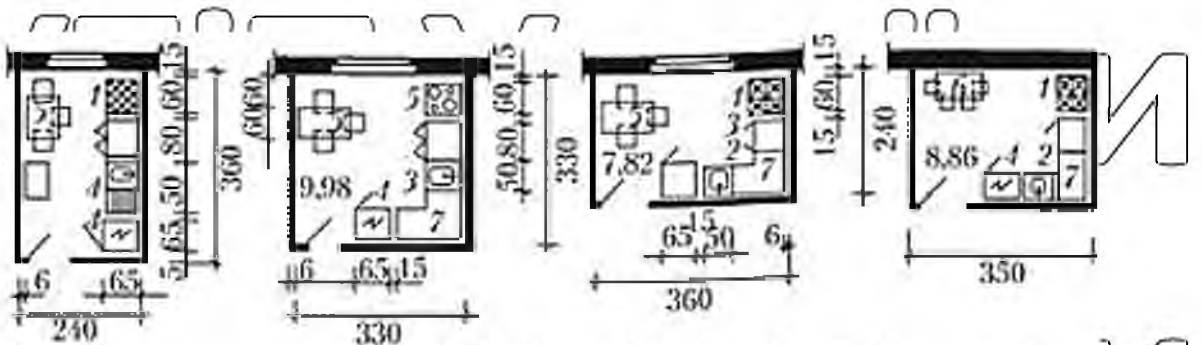


Рис. 1.4. Модуль типових планувальних рішень кухонь

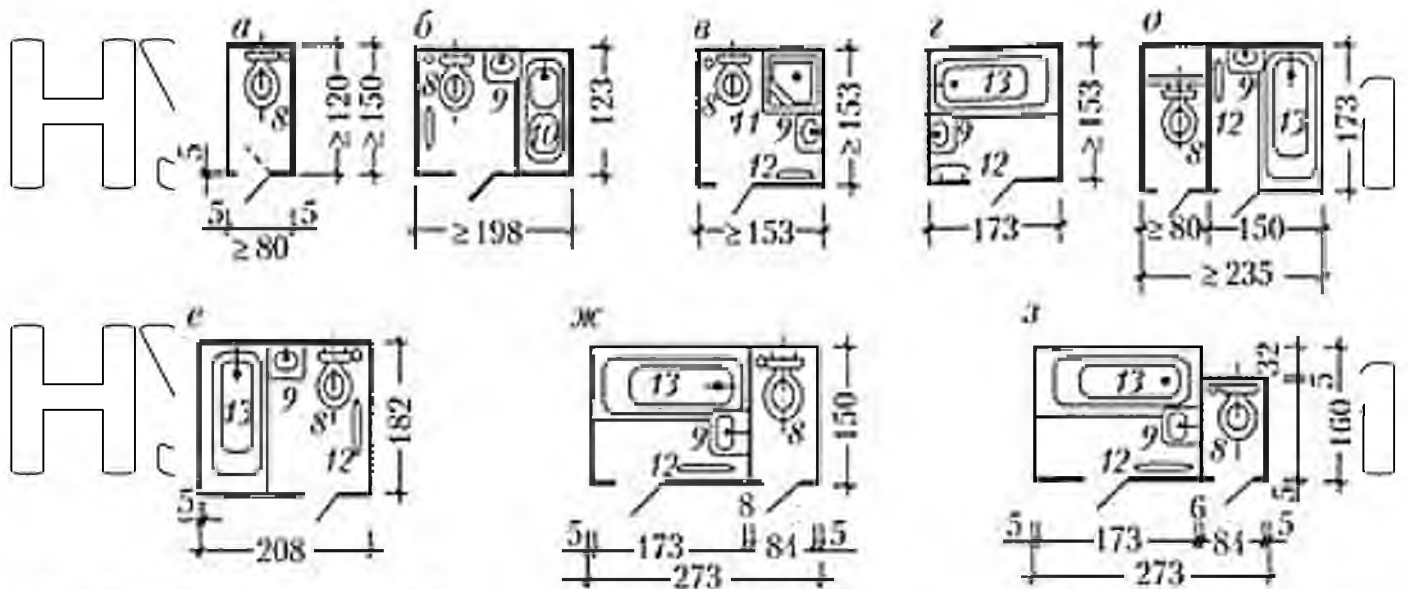


Рис. 1.5. Модуль типових планувальних рішень санітарних вузлів в квартирах: *а* - туалет; *б* - суміщений санвузол з сидячою ванною; *в* - суміщений санвузол з душем; *з* - ванна (ванна кімната); *о* - роздільний санвузол; *е* - з - санвузол з об'ємних блоків заводського виготовлення

Всі приміщення в житлових будинках повинні мати природне освітлення. При цьому відношення площі світлових прорізів у основних приміщеннях квартир (житлові кімнати та кухні) до площі підлоги цих приміщень повинно бути в межах від 1: 5,5 до 1: 8. Величина коефіцієнта природної освітленості, рівна 0,5%, повинна бути забезпечена в одній житловій кімнаті одно-, дво- і трикімнатних квартир і в двох житлових кімнатах чотирьох- і більше кімнатних квартир на відстані 1 м від задньої стіни кімнати на підлозі і на кухні і в інших кімнатах квартири - на підлозі в центрі кімнати.

Нормативна тривалість інсоляції житлових приміщень повинна забезпечуватися мінімум в одній кімнаті одно-, дво- і трикімнатних квартир і мінімум у двох кімнатах в квартирах з кількістю кімнат більше трьох (чотирьох-, п'яти-, шести кімнатні квартири, тощо). Вона дорівнює 2 год при безперервній інсоляції та 2,5 год при інсоляції з перервами. При цьому тривалість одного з періодів повинна бути не менше 1 години.

Для нормальної інсоляції оптимальна орієнтація житлових кімнат квартир повинна бути східній, південно-східній, південній та південно-західній. Для кухні оптимальною вважається північна орієнтація (рис. 1.6).

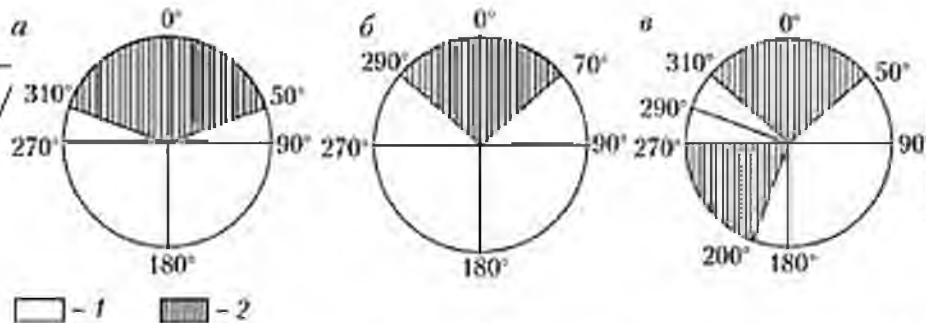


Рис. 1.6. Орієнтація житлових приміщень з умов забезпечення необхідного часу інсоляції з одночасним виключенням перегріву: *а* - для I і II кліматичних районів; *б* - те ж, при переважаючих північних вітрах; *в* - для III і IV кліматичних районів; 1 - допустима орієнтація; 2 - неприпустима орієнтація

1.3. Структурне планування комунікаційних шляхів

Комунікаційні шляхи в будівлях, до яких відносяться сходи, коридори, галереї тощо, проєктують з умов забезпечення безпечної евакуації мешканців у разі виникнення пожежі. Сходи для евакуації бувають внутрішніми, розміщеними в сходових клітках, внутрішніми відкритими без огорожувальних стін і відкритими зовнішніми. Сходові клітки бувають звичайними і незадимлюваними. Звичайні сходові клітки бувають з природним освітленням через вікна в зовнішніх стінах і без нього (у тому числі сходові клітки з верхнім природним освітленням).

Незадимлювані сходові клітки проєктують для забезпечення безпечної евакуації мешканців по сходах, на яку не проникають вогонь і дим від пожежі. Це забезпечується спеціальними заходами, по яких і визначаються типи незадимлюваних сходових кліток. Вони бувають наступними:

- з виходом від квартир на сходи через відкриту зону по лоджії або балкона;
- з підпором повітря (надлишковим тиском) в обсязі сходової клітки;
- комбінований, з виходом через тамбур-шлюз з підпором повітря (рис. 1.7).

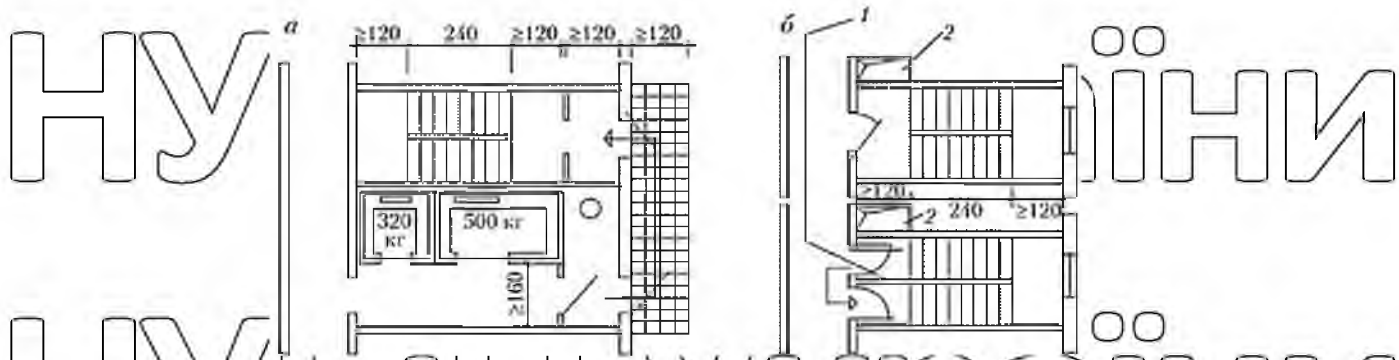


Рис. 1.7. Захист сходів від задимлення: *а* - незадимлювана сходи з переходом через зовнішню відкриту зону; *б* - закрита сходи з системою підпору повітря; *1* - неспаленна перегородка; *2* - шахти для підпору повітря

Незадимлювані сходові клітки влаштовуються в будівлях заввишки більше 10 поверхів. Зовнішні аварійні (евакуаційні) відкриті сходи влаштовуються на спеціальних лоджиях або балконах і утворюють другий евакуаційний вихід багатоповерхових будівлях або в будинках підвищеної поверховості.

Горизонтальні комунікаційні шляхи служать засобом сполучення між квартирами і сходовими клітками. Ширини коридору між сходами повинна бути при довжині коридору до 40 м не менше 1,4 м і при довжині коридору більше 40 м не менше 1,6 м.

В залежності від поверховості вирішується планувальна схема вхідних вузлів, порталів (рис. 1.8).

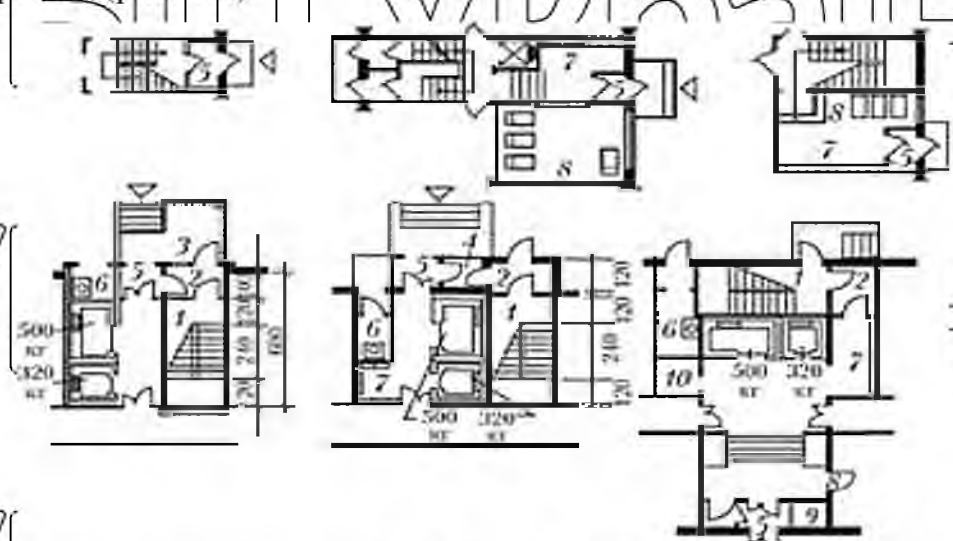


Рис. 1.8. Рішення вхідних вузлів у житлові будинки: *а* - для 5-9-поверхових житлових будинків; *б* - для 16-поверхових житлових будинків; *1* - незадимлювана сходові клітка; *2* - тамбур-шлюз; *3* - заграбований проріз; *4* - тамбур з

підпором повітря; 5 - вхідний тамбур; 6 - сміттєзбірна камера; 7 - поштові скриньки; 8 - кофасочна; 9, 10 - підсобні та технічні приміщення

Комфортність проживання в квартирі залежить від розмірів її приміщень,

їх кількості та складу, а також від зручності взаємозв'язку між ними, що досягається за рахунок функціонального зонування приміщень. При цьому простір квартири ділиться на кілька функціональних зон:

- комунікаційну (передпокій, хол, коридор);
- санітарно-побутову (туалет, ванна);
- господарсько-побутову (кухня, комора);
- суспільну (вітальня);
- індивідуальну (спальня, кабінет, дитяча).

Для оцінки проектних рішень житлових будівель застосовується ряд архітектурно-планувальних показників (табл. 1.1).

Таблиця 1.1

№ п/п	Показники	Одиниці виміру
1	Площа забудови	м ²
2	Поверховість	поверхів
3	Загальна кількість квартир у будинку у тому числі: - однокімнатних; - двокімнатних і більше	шт.
4	Загальна площа квартир у будинку	м ²
5	Площа житлового будинку	м ²
6	Загальний будівельний об'єм у тому числі: - вище позначки 0,000 - нижче позначки 0,000	м ³
7	Площа вбудованих не житлових приміщень	м ²

Площа забудови визначається, як площа горизонтального перерізу по зовнішньому обводу будинку на рівні цоколя, включаючи виступні частини.

Площа під будинком, розташованим на стовпах, а також проїзди під будинком включаються до площі забудови.

Поверховість будинку – до числа поверхів включаються всі надземні поверхи, у тому числі технічний поверх, мансардний, а також цокольний поверх, якщо верхній рівень його перекриття знаходиться вище середньої планувальної позначки землі не менше ніж на 2 м. Технічний поверх, розташований над верхнім поверхом, при визначенні поверховості будинків не враховується.

Загальна кількість квартир у будинку тому числі:

- однокімнатних;
- двокімнатних і більше.

Загальна площа квартир у будинку слід визначати, як суму загальних площ квартир цих будинків, що визначається згідно В.2. Загальна площа приміщень громадського призначення, вбудованих у житлові будинки, підраховується окремо з вимогами ДБН В.2.2-9. Площа горищ, технічного підпілля (технічного горища), позаквартирних комунікацій, а також тамбурів, сходових кліток, ліфтових та інших шахт, портиків, ганків, зовнішніх відкритих сходів до загальної площі будинків не включаються.

Площа житлового будинку – визначається як сума площ поверхів будинку, виміряних у межах внутрішніх поверхонь зовнішніх стін, а також площ балконів і лоджій.

Загальний будівельний об'єм житлового будинку визначається, як сума будівельного об'єму вище позначки $\pm 0,000$ (надземна частина) і нижче цієї позначки (підземна частина). Будівельний об'єм надземної та підземної частини будинку визначається в межах обмежуючих поверхонь із включенням огорожувальних конструкцій, світлових ліхтарів тощо, починаючи з позначки чистої підлоги кожної частини будинку, без урахування проїздів і просторів під будинками на опорах.

2. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Генеральний план забудови

Креслення генерального розпланування розроблено на основі завдання на проектування та топографічного плану відповідно вимогам ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування і забудова територій». Положення червоних ліній з виносом їх у натуру, а також закріплення на місцевості «Реперів» та «Марок» виконано відповідно даних Головного управління архітектури та містобудування. Система висот прийнята «Балтійська».

Генеральний план виконаний відповідно до вимог екологічних, санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм будівельного проектування.

За генеральним планом забудови 12-ти поверховий житловий будинок запроектовано в житловому районі м. Одеса. З північної сторони від проєктованої будівлі розташовуються приватні малоповерхові будинки.

Проектовані проїзди та тротуари забезпечують транспортний та пішохідний зв'язок з міською інфраструктурою. З південної сторони будівлі, спроектовані місця для паркування автотранспорту.

Благоустрій, крім створення газонів і квітників, включає в себе організацію майданчиків для дитячих ігор, заняття фізкультурою, відпочинку дорослого населення та господарських цілей.

Будівля запроектована з урахуванням вимог «Пожежна безпека будівель і споруд» та забезпечення маломобільних груп населення.

Інженерно-геологічні умови

Інженерно-геологічний склад ділянки та фізико-механічні характеристики ґрунтів визначені інженерно-геологічними вишукуваннями.

Рельєф ділянки спокійний з незначним перепадом висот по абсолютним позначкам 158,15–157,50 (Балтійської висотної системи координат). На майданчику, відносно рівня землі, визначено два водоносних горизонти. Перший – типу «Верховодка» на глибині 1,4 – 1,8м (155,8 – 156,4м), формується у пісках за рахунок інфільтрації поверхневих вод. Другий – безнапірний водоносний горизонт на глибині 5,2 – 5,7м (151,8 – 152,6м). Ґрунтові води слабо агресивні до бетонів з нормальною водопроникністю. Глибина сезонного промерзання ґрунтів 1100мм.

2.2. Об'ємно-планувальні рішення будівлі

- Будівля спроектована відповідно нормативним документам.

1. Навантаження та впливи району будівництва ДБН В.1.2-2:2006:

- Вітровий район – I,
- Тип місцевості – IV;
- Снігове навантаження становить $\approx 1750 \text{ Па}$;
- Вітрове навантаження $\approx 410 \text{ Па}$.

2. Сейсмічні умови ділянки забудови ДБН В.1.1-12:2010 та карта ОСР-2004:

- Сейсмічність – до 6 балів.
- Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – II;
- Нормативна глибина промерзання ґрунтів – 1,1 м.

3. Класи відповідальності об'єкта будівництва ДБН В.1.2-14:2009:

- Клас відповідальності об'єктів по призначенню – III;
- Клас наслідків (відповідальності) – СС3;
- Категорія складності – III.

Ступінь вогнестійкості проектуної будівлі, що визначається межами вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвил.) та межами поширення вогню по цих конструкціях згідно ДБН В.1.1.7–2016, ступінь вогнетривкості – II.

Композиція будівлі висотна, габаритні розміри будівлі в плані 50,2 x 14,0 м, будівля 12-ти поверхова, висота кожного поверху 2,8 м. Приведена висота будівлі складає 29,0 м до перекриттів 12-го поверху та 35,0 м до найвищої точки будинку.

Будівля спроектована по стіновій конструктивній системі з схемою поперечних несучих стін. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою цегляних стін та дисків перекриттів з анкеруванням збірних плит перекриттів в стіни.

У цокольному поверху будівлі розташовуються технічні приміщення такі як, насосна, ІТП, електрошитова, а також розташовуються інженерні комунікації. На першому поверсі знаходяться приміщення під офіси. З другого поверху і вище розташовуються житлові квартири.

Будівля забезпечена холодним та гарячим водопостачанням, водовідведенням, електропостачанням, опаленням. У кожному під'їзді є інженерні шафи в яких встановлені індивідуальні лічильники водопостачання. Ліфти розраховані на 6 пасажирів. і сміттєпровід обладнаний протипожежним краном.

2.4 Конструктивне рішення

Конструктивна система будівлі стінова, стіни виконані повністю з цегли. Стійкість будівлі забезпечується сполученням зовнішніх стін з внутрішніми, з настилами перекриття, що спираються на ці стіни і кріпляться до них за допомогою арматурних анкерів. Шви між настилами замоноличуються розчином, тому в сукупності конструкція поверхового перекриття утворюється жорсткий горизонтальний диск, що підвищує просторову жорсткість будівлі.

2.4.1 Фундаменти

Фундаменти - підземні конструкції, що передають навантаження від будівлі на ґрунт. Фундамент запроектований стрічкового типу, із збірних елементів. Конструкції фундаментів складаються з плит-подушок, що укладаються в основу фундаментів і стінових бетонних блоків, які є стінами підземної частини будівлі.

Фундаментні плити-подушки укладаються на вирівняне основу з піщаної підсипанням товщиною 100 мм. Під подошвою фундаменту не можна залишати насипний або розпушений ґрунт. Він видаляється і замість нього насипається щебінь чи пісок. Поглиблення в основі більше 100 мм заповнюються бетонної сумішшю. Плити-подушки під зовнішні стіни мають ширину 1600 мм, а під внутрішні - 1400 мм. При проектуванні розміри фундаментних плит-подушок прийняті відповідно до норм.

В результаті досліджень ґрунту визначено що ґрунти неперсадочні. Тому було прийнято рішення використовувати стрічковий збірний фундамент з великих блоків різних типорозмірів, змонтовані на монолітній залізобетонній плиті. Фундаментні блоки (ФБС) призначені для будівництва фундаменту багатоповерхових будівель. Ще одне застосування - зведення стін підвалів будівель. Блоки фундаменту здатні витримати досить високі навантаження і підходять для робіт практично любой складності. Блоки можуть бути додатково укріплені арматурою сіткою.

Залежно від умов експлуатації і передбачуваних навантажень, виділяють різні види блоків фундаменту. Блоки виробляються з важкого бетону, що має різні класи. У проекті фундаментні блоки по міцності на стиск застосовуються з важкого бетону класу С22,5/30, за морозостійкістю F 50. Фундаментні блоки виготовляють на заводі та мають відповідний сертифікат якості.

Фундаментні бетонні блоки укладаються на розчині з обов'язковою перев'язкою вертикальних швів, та мають товщину шва 50 мм. Вертикальні колодязі, утворюються торцями блоків, ретельно заповнюються розчином. Зв'язок між блоками поздовжніх і куткових стін забезпечується перев'язкою блоків і закладкою в горизонтальні шви арматурних сталевих сіткою діаметром 6мм.

Залізобетонна монолітна плита укладається по бетонній підготовці маркою С10/15і товщиною 100 мм. Монолітна плита армована в поздовжньому, і поперечному напрямку, марка бетону С15/20. Глибина закладення фундаменту 3,8 метра.

Вертикальна гідроізоляція виконана обмазкою гарячим бітумом за 2 рази. Навколо будівлі виконана бетонна вимопшення шириною 1000 мм і товщиною 100мм по щебеневій підготовці.

2.4.2 Стіни

Стіни будівлі призначені для огороження та захисту від впливів навколишнього середовища і передають навантаження від конструкцій що знаходяться вище(перекриттів і покриттів) на фундамент. Зовнішні стіни

запроектовані у вигляді багатошарової кладки з керамічної цегли згідно ДСТУ.

Утеплювання стін передбачено мінераловатними плитами. При зведенні стін будівлі застосовується ручна кладка з горизонтальною і вертикальною перев'язкою швів. Для кладки зовнішніх і внутрішніх стін застосовується керамічна цегла. Кладка стін здійснюється на цементно-піщаному розчині.

Товщина зовнішніх стін визначається на підставі теплотехнічного розрахунку і становить 640мм. Така товщина необхідна для забезпечення стійкості по відношенню до вітрових і ударних навантажень, а також для збільшення тепло і звукоізоляційні здатності стін. Зовні стіни оштукатурюся цементно-піщаним розчином. Товщина зовнішнього (декоративного) шару штукатурки становить 20 мм.

Зовнішні та внутрішні міжквартирні стіни несучі з цегли. Зовнішні стіни тришарові цегляні на жорстких зв'язках, складаються з шару облицювальної цегли, утеплювача і звичайної цегли М100 на розчині М100, загальна товщина стіни 940мм. Внутрішні міжквартирні стіни виконані із звичайної цегли М100 товщиною 510 мм. Перегородки в приміщення виконані із звичайної цегли М75 і розчину М50, товщиною 120 мм. Шахта ліфта викладена з цегли М100 і розчину М100 товщина стіни становить 380 мм. Над віконними і дверними отворами влаштовують збірні ж/б перемички, що мають такі марки: ЗПБ-16-37п, ЗПБ-18-8п, ЗПБ-21-8п, ЗПБ-25-8п. Довжина перемичок залежить від отвору. Прив'язка 120-150мм для рядових перемичок, для посиленіх 200-250мм. Огородження балконів і лоджій цегла М75 і розчин М50, товщина 120 мм.

2.4.3. Внутрішні стіни та перегородки. Внутрішні стіни та перегородки - це внутрішні вертикальні огорожувальні конструкції в будівлях. Внутрішні стіни виконують в будівлі функції огороження та сприймають навантаження, перегородки – виконують тільки огорожувальні функції. Перегородки - виконані з гіпсокартону по металевому каркасі з забезпеченням необхідної звукоізоляції.

Внутрішні несучі стіни з цегли завтовшки 380 мм, перегородки мають товщину 100 мм. На внутрішні несучі стіни спираються перекриття. Конструкції

даних стін і перегородок задовольняють нормативним вимогам міцності, стійкості, вогнестійкості, звукоізоляції.

2.4.4. Перекриття

Перекрыття - горизонтальні несучі і огорожувальні конструкції, що ділять будівлі на поверхи і сприймають навантаження від власної ваги, ваги вертикальних огорожувальних конструкцій, сходів, а також від ваги предметів інтер'єру, обладнання і людей, що знаходяться на них. Ці навантаження передаються від перекриттів на несучі стіни будівлі.

Перекрыття та покриття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит з попереднім напруженням арматури. Застосування збірних плит перекриттів і покриттів збільшує швидкість зведення будівель. Перекрыття забезпечують звуко- і теплоізоляцію, вони також відповідають високим вимогам жорсткості і міцності на вигин.

Перекрыття в будинку прийняті із збірних залізобетонних багатопустотних плит товщиною 220 мм, марка ПК 51-12,15; ПК 42-12,15; ПК 48-12,15; ПК 72-12,15. Для балконів і лоджій плити балконні марки БЛ.

Плити укладаються на підготовлений заздалегідь шар цементно-піщаного розчину М100, має товщину 30 мм. Шви між плитами ретельно замоноличуються на всю висоту шва розчином М100. Для запобігання руйнування кінців плит від решти плит та від вище розміщеної стіни, а так само для поліпшення тепло- і звукоізоляційних якостей, отвори на кінцях плит закладають легким бетоном. Кріплення плит до зовнішніх стін і між собою виконуються зварюванням сполучних сталевих стрижнів з монтажними петлями настилу.

2.4.4 Підлоги

На першому поверсі запроектовані утеплені підлоги. У якості утеплювача використовується пінополістерол ПСБ-С 40 мм, по утеплювачу укладається цементно-піщана стяжка М200 з армоєткою з коміркою 50 мм. На всі інші поверхи влаштовується стяжка М150 товщиною 60 мм.

2.4.5 Покриття

Тип покриття - плоский дах з організованим внутрішнім водовід-будинок. Склад покриття: залізобетонна плита покриття 220 мм спирається на несучі стіни, керамзитобетон М3.5 по ухилу від 40 до 200 мм, стяжка цементно-піщаного розчину М100 30 мм, 1 шар ізопласт підкладкового марки «П», 1 шар ізопласт марки «К» з грубоверхнім посипанням.

2.4.6 Покрівля

Покрівля плоска з організованим централізованим водоведенням. Склад покрівлі: керамзитобетон М3,5 по ухилу від 40 до 200 мм, цементно-піщана стяжка М100, товщиною 30 мм, 1-ший прошарок ізопласт підкладочний марки «П», 2-гий прошарок ізопласт марки «К».

2.4.7 Перегородки

Перегородки являють собою цегляну кладку із звичайної глиняної цегли М75 на цементному розчині М50. Товщина перегородок 120мм. З обох сторін обштукатурюють цементно-піщаним розчином. Товщина штукатурного шару 15 мм. Перегородки забезпечують необхідну звукоізоляцію. Внутрішні перегородки спираються на перекриття

2.4.8. Сходи

У проєкті прийняті ж / б одномаршеві сходи. Сходові марші марки ЛМФ 30.12.15-4. Сталеві перила приварюють до закладних деталей на бічній стороні маршів. Сходовий марш опирається на плиту перекриття і з'єднується металевим посередником за допомогою зварювання. Сходи ведуть до підвалу виготовляються зі збірних залізобетонних сходів ЛС11.17 укладених по цегляній кладці на цементно-піщаний розчин М100. Вихід на покрівлю здійснюється по металевій драбині, звареної за місцем і відповідає всім нормам.

2.4.9. Вікна

В будинку запроектовані металопластикові вікна що надійно захищають від вологи і впливу сонячних променів. Склопакет складається з трьох камер, що значно підвищує звуко і теплоізоляцію. У комплект входить підвіконна дошка, також оброблена спеціальним складом, марки РІД.

2.4.10. Двері

Вхідні двері в квартиру броньовані, прорізи інженерних шаф, які знаходяться на кожному поверсі заповнюються дверима по ТУ 5262-001-99 марки ДМП01. Вхідні зовнішні двері металеві. Щоб уникнути знаходження двері у відкритому стані або грюкання встановлюють доводчики, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнуються ручками, засувками та вирізними замками. Між дверною коробкою і стіною зазори запінуються монтажною піною і закриваються нащільником або зашпаровуються під забарвлення. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні у напрямку руху евакуації що відповідає пожежним вимогам, а також виходячи з умов евакуації людей з будівлі. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або взагалі заміни полотна двері.

2.4.11. Інші конструктивні елементи будівлі

На всіх частинах будівлі, парапетах, а також до периметру даху будівлі для захисту від проникнення опадів встановлюються оцинковані зливи. З південного боку будівлі споруджена підпірна стінка, що перешкоджає сповзанню ґрунту.

Всі лоджії і балкони мають огорожі з облицювальної цегли, зверху по периметру приварюється до закладних деталей швелер марки №14, проектом передбачено скління лоджій.

2.5. Внутрішнє опорядження

У квартирах на поверхах з 2-го по 12-ий цегляні стіни оштукатурюються поліпшеною штукатуркою під фарбування, стелі вирівнюються шпаклівкою. Офісні приміщення першого поверху мають обробку за своїм функціональним призначенням. Тамбур і вестибюль фарбуються світлою фарбою по обштукатурених стін. Кабінет директора, бухгалтерія, кімната відпочинку, робоча кімната передбачають обклеюку обоїв.

Санвузол оздоблюються керамічною плиткою.

Сходові клітки оштукатурюються, вирівнюються олійною шпаклівкою та фарбуються в світлі тони, стеля фарбується емалевими фарбами.

На підлогу укладається посидена керамо-гранітна плитка.

2.6. Оздоблення фасадів

Загальна композиція рішення фасадів - це симетрія. Цокольна частина будівлі до позначки підлоги першого поверху облицьовувався декоративною плиткою, фактура під «рваний камінь», колір темно-охристий. Починаючи з позначки 0.000 і до позначки +5.840 стіни, всіх фасадів будівлі, оштукатурюються фактурною штукатуркою охристого кольору. З позначки +5.840 і до верху будівлі, фасади облицьовуються цеглою червоного і жовтого кольору з розшивкою швів.

Головні входу в під'їзд викладені з цегли червоного кольору.

2.7. Інженерне забезпечення

2.7.1 Опалення

Опалення та гаряче водопостачання запроектовано з магістральних теплових мереж, з верхнім розведенням по технічному поверху. Приладами опалення передбасені радіаторні батареї. На кожную секцію виконується окремий тепловий вузол для регулювання та обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків, розташовані в підвальній частині будівлі ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

2.7.2. Водопостачання

Холодне водопостачання запроектовано від внутрішньоквартального колектора водопостачання. Вода подається по внутрішньобудинкових магістральним трубопроводом, розташованого в підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою. Навколо будинку виконується магістральний пожежний господарсько-питний водопровід з колодязями, в яких встановлені пожежні гідранти.

2.7.3. Каналізація

Каналізація виконується внутрішньобудинкова з врізкою в колодязі внутрішньоквартальної каналізації. З кожної секції виконуються самостійні випуски господарсько-фекальної і дощової каналізації.

2.7.4. Енергопостачання

Енергопостачання виконується від міської підстанції з живленням по дві секції двома кабелями - основний і запасний. Вбудовані приміщення живиться окремо, через свої електрощитові.

2.7.5. Ліфти

У кожному під'їзді розташований один пасажирський ліфт згідно проекту та норм вантажопідйомністю 630 кг. Система управління ліфтів змшана збірна за наказами та визовам при русі кабіни вниз. Машинне відділення ліфта розміщується на даху.

виконується в вінілпластові трубах діаметром 25 мм.

2.7.6. Видалення сміття

Вивіз сміття передбачено спеціальними службами після заключення договорів. Передбачається сортування сміття на: твердих побутових відходів, пластик, скло, папір. Вивіз велико-габаритних відходів передбачається за вимогою замовника та не передбачає регулярного вовозу.

2.8. Техніко-економічні показники по генплану

Площа ділянки - 1337 м²;

Площа забудови - 852 м²;

Площа озеленення - 146 м²;

Площа проїздів, проходів, майданчиків - 339 м².

3. КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВА ЧАСТИНА

3.1. Найбільш навантажений простінок

I слой изоляста марки "К" с крупнозернистой посыпкой ТУ 5774-005-05766480-95	- 5 см;
I слой изоляста подкладочного марки "П1"	- 5 см;
Смесь из цементно-песчаного раствора М 100	- 30 см;
Керамзитовый слой В 3,5 с $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$, по уклону от 0° до 300 мм	
Железобетонная плита перекрытия	220 мм.

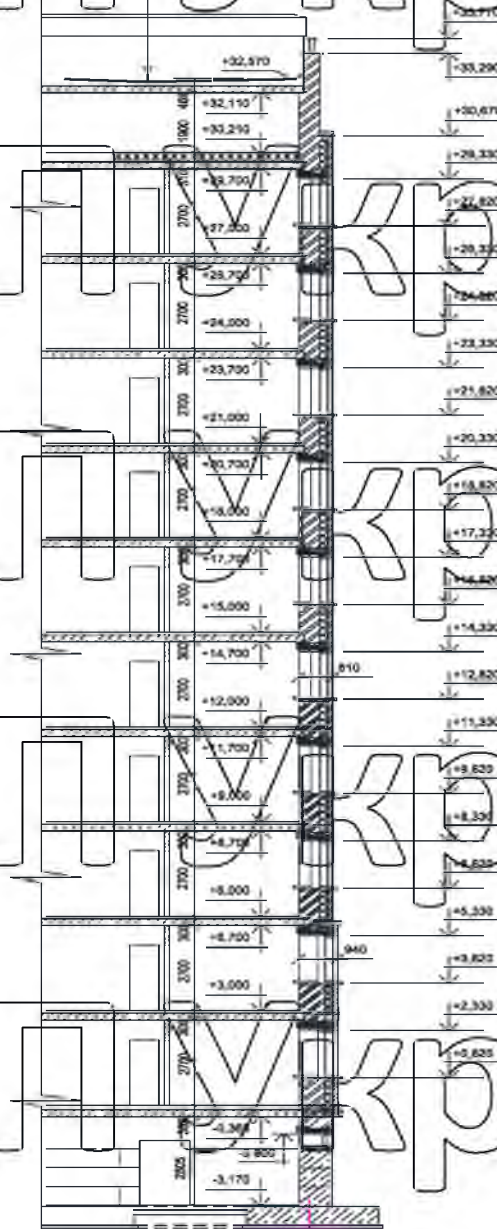


Рис. 3.1. Поперечний розріз простінку

3.2. Визначення навантажень

Навантаження визначаємо рис. 3.1. Навантаження представлені в таблицях 3.1 -

НУБІП України

Таблиця 3.1

Навантаження на покриття

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кПа	γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
1. Шар ізопласта марки «К» з крупнозернистою посипкою $\delta=5$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,09	1,2	0,108
2. Шар ізопласта марки «П» $\delta=5$ мм, $\rho=600$ кг/м ³	0,03	1,2	0,036
3. Цементно-піщана стяжка М-100, $\delta=30$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,54	1,3	0,702
4. Керамзитобетон марки В3,5, $\delta=200$ мм, $\rho=1400$ кг/м ³	2,8	1,3	3,64
5. Залізобетонна плита покриття $\delta=220$ мм	3	1,1	3,3
Постійна	6,46		7,786
Тимчасова	1,678	(0,7)	2,4
Повна	8,138		10,186

Таблиця 3.2

Навантаження на перекриття технічного поверху

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кПа	γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
1. Цементно-піщана стяжка М-100, $\delta=30$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,54	1,3	0,702

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кПа	γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
3. Утеплювач ROCKWOOL РУФ БАТТС Н, $\delta=150$ мм, $\rho=110$ кг/м ³	0,165	1,3	0,2145
4. Шар рубероїду на бітумній мастиці $\delta=3$ мм, $\rho=600$ кг/м ³	0,018	1,3	0,0234
5. Залізобетонна плита покриття $\delta=220$ мм	3	1,1	3,3
Постійна	3,723		4,24
Тимчасова	0,7	1,3	0,91
Повна	4,423		5,15

Таблиця 3.3

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження, кПа
1. Теплоізоляційний лінолеум $\delta=5$ мм, $\rho=1400$ кг/м ³	0,07	1,2	0,084
2. Цементно-піщана стяжка $\delta=30$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,54	1,3	0,702
3. Залізобетонна плита перекриття $\delta=220$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	3	1,1	3,3
Постійна	3,61		4,086
Тимчасова	1,5	1,3	1,95
Повна	5,11		6,036

3.3. Перевірка несучої здатності позациврового зовнішнього простінка в осях 1-В-Г

Розрахунок елементів неармованих кам'яних конструкцій при нецентровому стисканні здійснюється за формулою:

$$N \leq m_g \phi R A_c \omega$$

де N - розрахункова поздовжня сила;

m_g - коефіцієнт, що враховує вплив тривалого навантаження;

ϕ - коефіцієнт поздовжнього вигину;

R - розрахунковий опір стиску кладки;

A_c - площа стислій частині перерізу елемента;

ω - коефіцієнт, що враховує нерівномірність в стислій зоні;

Розрахунок проводиться для цегли М125, розчин М100. Товщина стіни з 1-2 поверхів - 640 мм, а з 3-10 поверхів - 510 мм, висота - 300 см, прийняті за проектом

$$A_{гр} = 3,47 \cdot 3,47 = 12,04 \text{ м}^2.$$

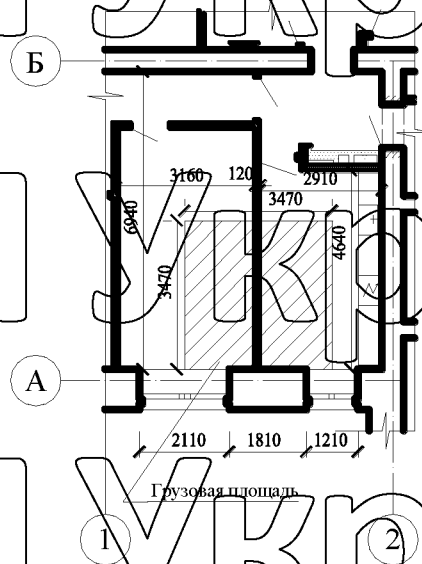
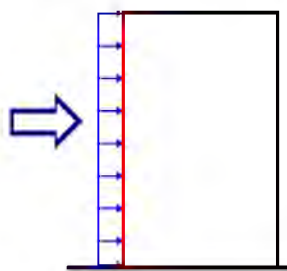


Рис. 3.2. Грузова площа простінку

Визначення вітрового навантаження:

Вихідні данні

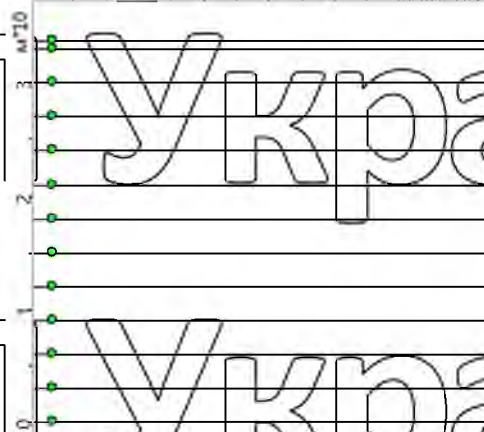
Вітровий район	III
Нормативне значення вітрового тиску	0,373 кН/м ²
Тип місцевості	B – міських територіях, лісних масивах і місцевостях, рівномірне покриття з епшоками висотою більше 10 м
Тип будівлі	Вертикальні і ті що відхиляються від вертикальних не більш як на 15 ° поверхні



Параметри

Поверхня	навітряна поверхня
Крок сканування	3 м
Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	1,4
H	33,77 м

1,5 2 2,5 3 3,5 кН/м²/10



Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункові значення (кН/м ²)
0	0,149	0,209
3	0,149	0,209
6	0,158	0,221
9	0,185	0,259
12	0,209	0,292
15	0,228	0,319
18	0,245	0,343
21	0,261	0,365
24	0,275	0,385
27	0,288	0,404
30	0,301	0,421
33	0,313	0,438
33,77	0,315	0,442

Визначаємо площу стіни $A_{ст}$ розрахункового простінку:

$$A_{ст} = b_{пр} \cdot (h_{зд} - 0,8) - b_{ок} \cdot h_{ок} \cdot n = 3,47 \cdot (33,77 - 0,8) - 0,5 \cdot 1,51 \cdot 2,11 \cdot 10 - 0,5 \cdot 1,51 \cdot 1,21 \cdot 10 = 89,34 \text{ м}^2$$

Площа стіни на один поверх:

$$A_{ст1} = b_{пр} \cdot (h_{зд} - 0,8) - b_{ок} \cdot h_{ок} \cdot n = 3,47 \cdot 3 - 0,5 \cdot 1,51 \cdot 2,11 - 0,5 \cdot 1,51 \cdot 1,21 = 7,9 \text{ м}^2$$

Розрахуємо повне навантаження на простінок першого поверху за формулою:

$$N = (q_{кр} A_{гр} + q_{т.э} A_{гр} + q_{пер} A_{гр} (n-1) + A_{ст} \delta_{ст} \gamma_{крп} + A_{ст} \delta_{утепл} \gamma_{утепл} + A_{ст} \delta_{обл.крп} \gamma_{обл.крп}) \cdot 0,95$$

де $q_{кр}$ - навантаження від суміщеного даху, кН / м;

$A_{гр}$ - вантажна площа, м²;

$q_{т.э}$ - навантаження від технічного поверху, кН/м;

$q_{пер}$ - навантаження від міжповерхового перекриття, кН / м;

n - кількість поверхів;

$A_{ст}$ - площа стіни, m^2 ;

$\delta_{ст}$ - товщина стіни, m ;

$\gamma_{кирп}$ - об'ємна вага цегли, kH / m^3 ;

0,95 - коефіцієнт рівня відповідальності.

$$N = (q_{кр} A_{ст} + q_{т.э} A_{ст} + q_{пер} A_{ст} (n-1) + A_{ст} \delta_{ст} \gamma_{кирп}) 0,95 = (10,186 \cdot 12,04 + 5,15 \cdot 12,04 + 6,036 \cdot 12,04 \cdot 9 + (15,8 \cdot 0,64 \cdot 18 + 73,54 \cdot 0,51 \cdot 18)) 0,95 = 1611 \text{ кН}$$

Розраховуємо повне навантаження на простінок другого поверху:

$$N_2 = (q_{кр} A_{ст} + q_{т.э} A_{ст} + q_{пер} A_{ст} + A_{ст} \delta_{ст} \gamma_{кирп} + A_{ст} \delta_{утепл} \gamma_{утепл} + A_{ст} \delta_{обл.кирп} \gamma_{обл.кирп}) 0,95 = (10,186 \cdot 12,04 + 5,15 \cdot 12,04 + 6,036 \cdot 12,04 \cdot 8 + (7,9 \cdot 0,64 \cdot 18 + 73,54 \cdot 0,51 \cdot 18)) 0,95 = 1455,5 \text{ кН}$$

Розраховуємо повне навантаження на простінок третього поверху: $N_3 = 1300 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок четвертого поверху: $N_4 = 1162 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок п'ятого поверху: $N_5 = 1024 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок шостого поверху: $N_6 = 886 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок сьомого поверху: $N_7 = 748 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок восьмого поверху: $N_8 = 610 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок дев'ятого поверху: $N_9 = 472 \text{ кН}$

Розраховуємо повне навантаження на простінок десятого поверху: $N_{10} = 334 \text{ кН}$

Перевіряємо несучу здатність простінку на 1-му поверсі

Для спрощення розрахунку дозволено розглядати стіну в межах одного поверху як шарнірно оперту балку на двох опорах з розрахунковою довжиною l_0 рівній висоті поверху H (див. Рис. 3.3)

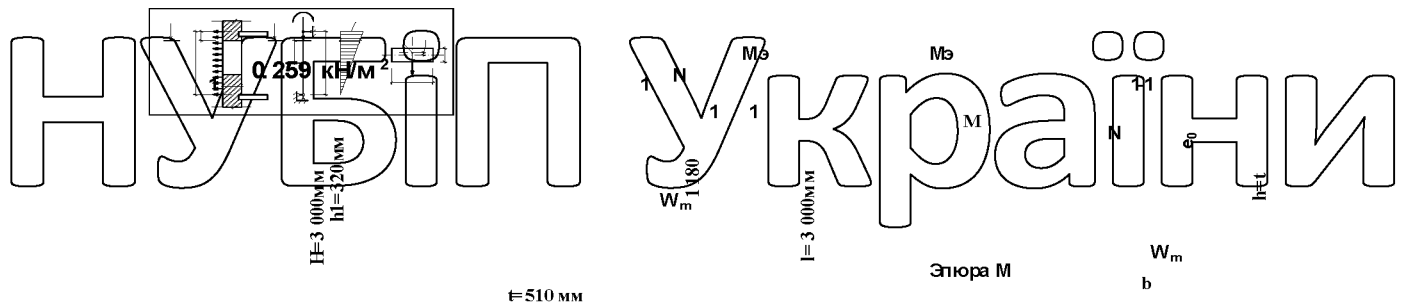


Рис. 3.3. До розрахунку простінку

Величина моменту, що вигинає, від поверху на рівні низу перекриття 1-го

поверху $P = q_{пер} \cdot A_{сп} = 0,036 \cdot 12,04 = 72,67 \text{ кН}$

$M_b = P(t/2 - 1/3c) = 72,67(0,64/2 - 1/3 \cdot 0,12) = 20,34 \text{ кНм}$

А момент на рівні низу перемички (в розрахунковому перерізі)

$M = M_b(H-h_1)/H = 20,34(3-0,32)/3 = 18,17 \text{ кНм}$

$M_w = W_m \cdot 0,32 = 2,0461/1,18 = 2,414 \text{ кНм}$

$M_n = M + M_w = 18,17 + 2,414 = 20,584 \text{ кНм}$

Найбільш небезпечна ділянка в простінку, який і необхідно розраховувати, є

перетин, розташований по низу перемички, оскільки в цьому перетині окрім подовжньої сили діє момент M , що вигинає, який визначається від дії реакцій перекриття і вітрового навантаження (рис. 3.4), розташованого безпосередньо над перетином, що розраховується, 1-1.

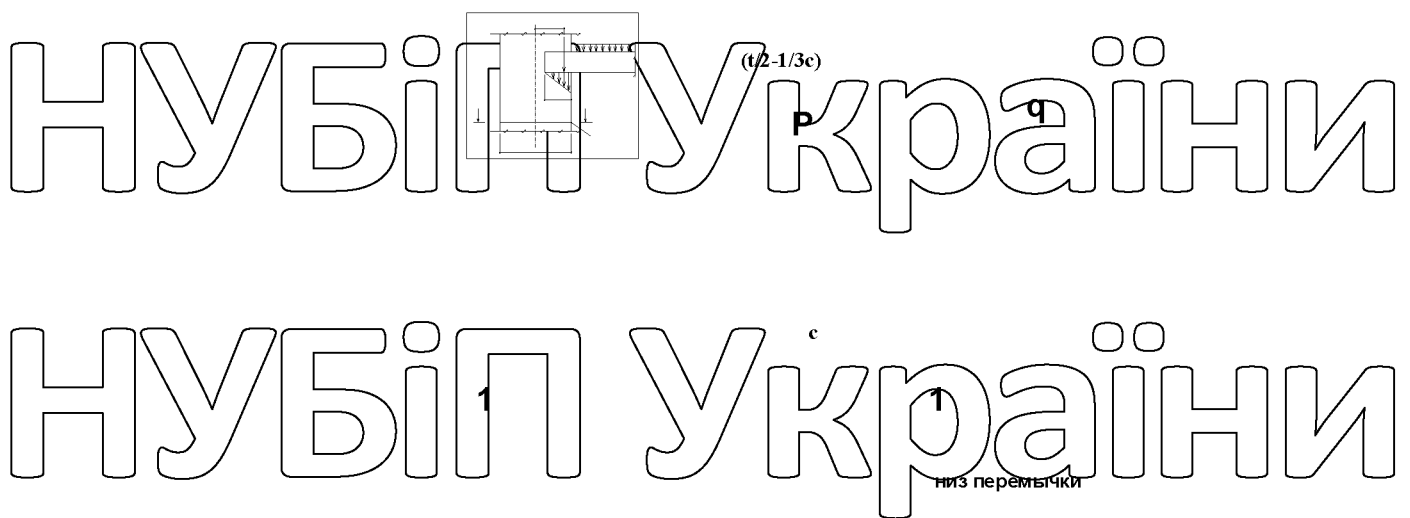


Рис. 3.4. Навантаження від перекриття на стіну

З рисунку 3.4 видно, що тиск від перекриття на стіну приймається таким, що діє нерівномірно: по внутрішній грані стіни максимальним і рівним нулю в кінці плити перекриття (у перетині виходить трикутник). При такому розподілі тиску рівнодіюча напруга P прикладається в центрі трикутника тяжіння на відстані $(t/2 - 1/3c)$ від центру тяжіння стіни. В цілому на розрахунковий перетин діють подовжня сила N і момент M , що вигинає, або, що рівнозначно, подовжня сила що прикладається з ексцентриситетам

$$e_0 = M/N_3 = 20,584/1611 = 0.0127 \text{ м.}$$

Несуча здатність внецентренно стислих елементів без поперечного армування перевіряється по формулі

$$N \leq m_g \varphi R A_c \omega,$$

Для цегли марки 125 і розчину марки 100: $R = 2,0$ МПа.

При $h > 30$ см, коефіцієнт $m_g = 1$.

Коефіцієнт подовжнього вигину φ знаходиться по формулі:

$$\varphi = \frac{\varphi + \varphi_c}{2},$$

де φ – коефіцієнт подовжнього вигину для всього перетину в площині дії моменту, що вигинає, та визначається для розрахункової висоти елемента l_0 ,

φ_c – коефіцієнт подовжнього вигину для стислої частини перетину, що визначається для фактичної висоти елемента H , Гнучкість елемента λ визначаємо по формулі

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{cr}},$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента;

δ_{cr} – товщина стіни.

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{cr}} = \frac{3}{0,51} = 5,88.$$

Гнучкість стислої частини прямокутного перетину λ_c визначається по формулі:

НУБІП України

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площині діючого моменту,

що вигинається, визначається по формулі:

НУБІП України

$$h_c = \delta_{ст} - 2e,$$

де $\delta_{ст}$ – товщина стіни, м;

e – ексцентриситет, м.

НУБІП України

$$h_c = \delta_{ст} - 2e = 0,51 - 2 \cdot 0,0127 = 0,4846 \text{ (м)},$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3}{0,4846} = 6,19.$$

знаходим коефіцієнти φ и φ_c :

НУБІП України

$$\varphi = 0,98 + (1 - 0,98) \frac{5,88 - 4}{6 - 4} = 0,9988$$

$$\varphi_c = 0,95 + (0,98 - 0,95) \frac{6,19 - 6}{8 - 6} = 0,952$$

НУБІП України

$$\varphi = \frac{0,9988 + 0,952}{2} = 0,975$$

Площа перерізу елемента знаходиться по формулі:

$$A_c = b_{пр} h_c,$$

НУБІП України

де $b_{пр}$ – ширина простінки, м,

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту що вигинається, м.

$$A_c = 1,81 \cdot 0,4846 = 0,877 \text{ (м}^2\text{)}$$

НУБІП України

Коефіцієнт ω для прямокутного перерізу вираховують по формулі:

$$\omega = 1 + \frac{e}{\delta_{ст}} \leq 1,45$$

де e – ексцентриситет, м;

$\delta_{ст}$ – товщина стіни, м

$\omega = 1 + 0,0127 / 0,51 = 1,024$

$1,024 \leq 1,45$ – умова виконується.

$$N = 1611 < m_g \varphi R A_c \omega = 1 \cdot 0,975 \cdot 2000 \cdot 0,877 \cdot 1,024 = 1751 \text{ (кН)}$$

Умова виконується.

$k_3 = 1751 / 1611 = 1,086$

а. Перевіримо несучу здатність простінка на 2-му поверсі

б. Для спрощення розрахунку дозволено розглядати стіну в межах одного поверху як шарнірно оперту балку на двох опорах з розрахунковою довжиною l_0 рівній висоті поверху H (див. рис. 3.5)

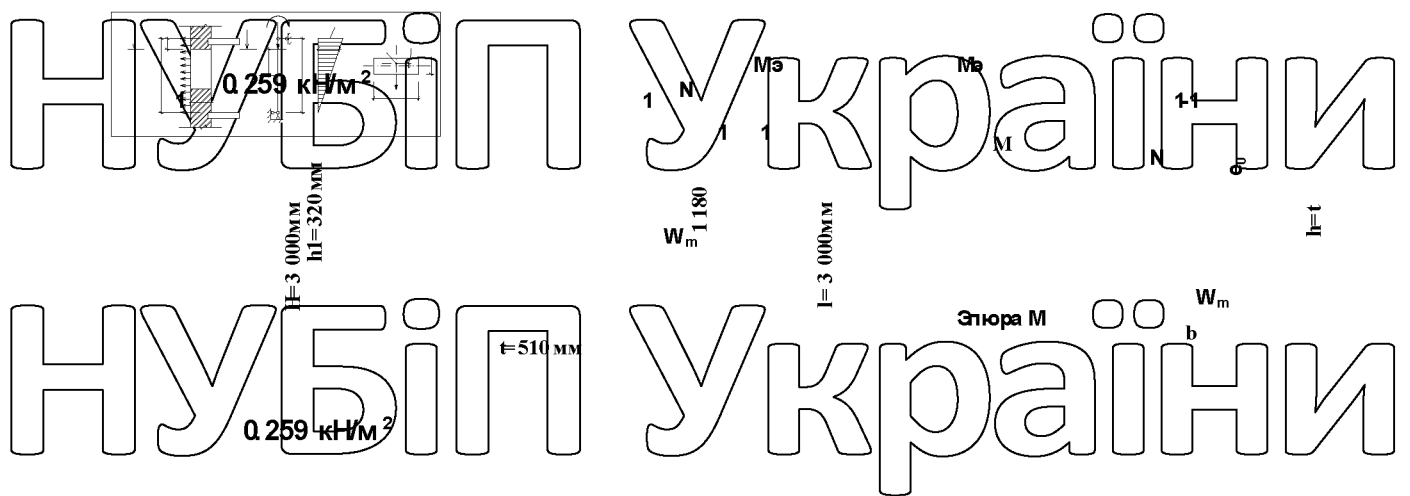


Рис. 3.5. До розрахунку простінку

Величина моменту, що вигинається, від поверху на рівні низу перекриття 2-го поверху.

$$P = q_{пер} A_{гр} = 6,036 \cdot 12,04 = 72,67 \text{ кН,}$$

$$M_b = P(t/2 - l/3c) = 72,67(0,64/2 - 1/3 \cdot 0,12) = 20,34 \text{ кНм}$$

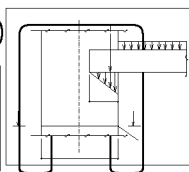
А момент на рівні низу перемички (у розрахунковому перетині)

$$M = M_0(H-h)/H = 20.34(3-0.32)/3 = 18.17 \text{ кНм}$$

$$M_{ш} = W_m \cdot 0.32 = 2.0461 \cdot 1.18 = 2.414 \text{ кНм}$$

$$M_n = M + M_{ш} = 18.17 + 2.414 = 19.584 \text{ кНм}$$

Найбільш небезпечним місцем в простінку, який і необхідно розраховувати, є перетин, розташований по низу перемички, оскільки в цьому перетині окрім подовжньої сили діє момент M , що вигинає, який визначається від дії реакцій перекриття і вітрового навантаження (рис.3.6), розташованого безпосередньо над перетином, що розраховується, 1-1.



$(t/2 - 1/3e)$

P

e

1

низ перемички

t

Рис. 3.6. Навантаження від перекриття на стіну

З рис. 3.6 видно, що тиск від перекриття на стіну приймається таким, що діє нерівномірно, по внутрішній грані стіни максимальним і рівним нулю в кінці плити перекриття (у перетині виходить трикутник). При такому розподілі тиску рівнодіюча напрутка P прикладається в центрі трикутника тяжіння на відстані $(t/2 - 1/3e)$ від центру тяжіння стіни.

В цілому на розрахунковий перетин діють подовжня сила N і момент M_n , що вигинає, або, що рівнозначно, подовжня сила прикладається з ексцентриситетом

$$e_0 = M/N_3 = 19.584/1455.5 = 0.0134 \text{ м}$$

Несуча здатність позацентрова стислих елементів без поперечного армування перевіряється по формулі

$$N \leq m_g \varphi R A_c \omega,$$

Для цегли марки 125 и розчином марки 100: $R=2,0$ МПа.

При $h > 30$ см, $m_g = 1$.

Коефіцієнт подовжнього вигину φ знаходиться по формулі:

$$\varphi = \frac{\varphi + \varphi_c}{2},$$

де φ – коефіцієнт подовжнього вигину для всього перетину в площині дії моменту, що вигинає, та визначається для розрахункової висоти елемента l_0 ;

φ_c – коефіцієнт подовжнього вигину для стислої частини перетину, що визначається для фактичної висоти елемента H . Гнучкість елемента λ визначаємо по

формулі:

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ст}},$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента;

$\delta_{ст}$ – товщина стіни.

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ст}} = \frac{3}{0,51} = 5,88.$$

Гнучкість стислої частини прямокутного перерізу λ_c визначається по формулі:

$$\lambda_c = \frac{l_0}{h_c},$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту що вигинається, визначається по формулі:

$$h_c = \delta_{ст} - 2e,$$

де $\delta_{ст}$ – товщина стіни, м;

e – ексцентриситет, м.

$$h_c = \delta_{ст} - 2e = 0,51 - 2 \cdot 0,0134 = 0,4832 \text{ (м)}.$$

НУБІП України

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3}{0,4832} = 6,2.$$

знаходим коефіцієнти φ і φ_c :

$$\varphi = 0,98 + (1 - 0,98) \frac{5,88 - 4}{6 - 4} = 0,9988$$

НУБІП України

$$\varphi_c = 0,95 + (0,98 - 0,95) \frac{9,2 - 6}{8 - 6} = 0,956$$

$$\varphi = \frac{0,9988 + 0,956}{2} = 0,975$$

НУБІП України

Площа перетину елементу знаходиться по формулі:

$$A_c = b_{пр} h_c$$

де $b_{пр}$ – ширина простінку, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площини дії моменту,

що вигинається, м.

НУБІП України

$$A_c = 1,81 \cdot 0,4832 = 0,874 \text{ (м}^2\text{)}$$

Коефіцієнт ω для прямокутного перерізу вираховується по формулі:

НУБІП України

$$\omega = 1 + \frac{e}{\delta_{ст}} \leq 1,45$$

де e – ексцентриситет, м;

$\delta_{ст}$ – товщина стіни, м.

НУБІП України

$$\omega = 1 + 0,0134 / 0,51 = 1,026$$

$1,026 \leq 1,45$ – умова виконується.

Перевіримо по формулі 2.1:

$$N = 1455,5 < m_g \varphi R A_c \omega = 1 \cdot 0,975 \cdot 2000 \cdot 0,874 \cdot 1,026 = 1748,6 \text{ (кН)}$$

НУБІП України

Умова виконується.

$$k_3 = 1748,6 / 1455,51 = 1,2$$

Перевіряю несучу здатність простінка на 3-ім поверсі. Для спрощення розрахунку дозволено розглядати стіну в межах одного поверху як шарнірно оперту балку на двох опорах з розрахунковою довжиною l_0 рівній висоті поверху H (див. Рис. 3.7)

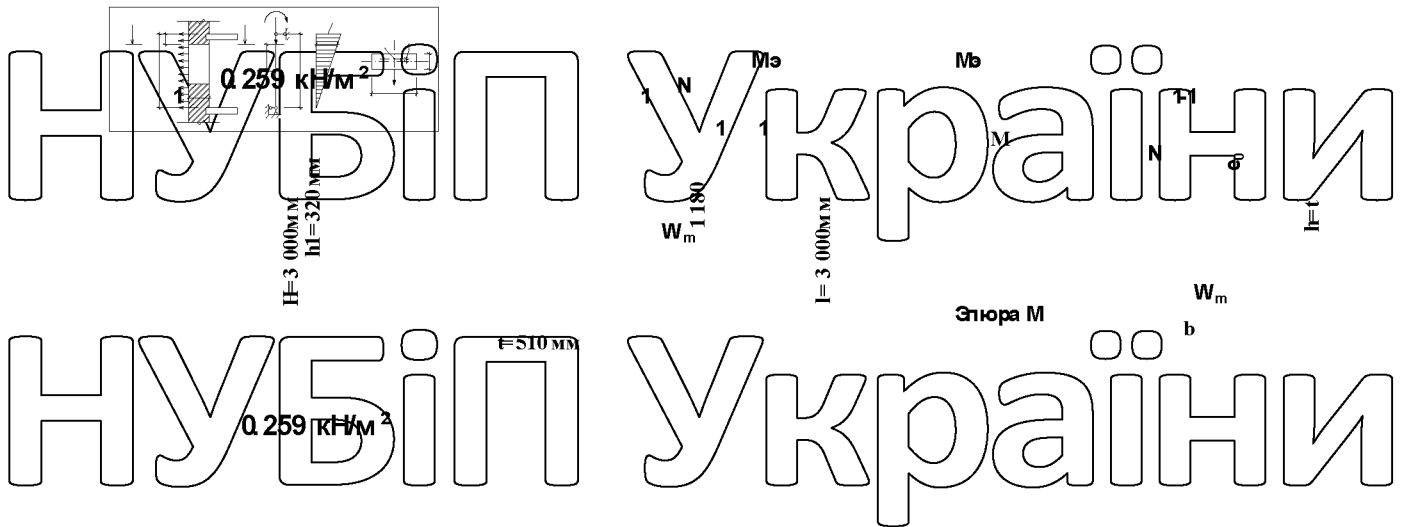


Рис. 3.7. До розрахунку простінку

Величина моменту, що вигинається, від поверху на рівні низу перекриття 3-го поверху.

$$P = q_{пер} A_{гр} = 6,036 \cdot 12,04 = 72,67 \text{ кН,}$$

$$M_3 = P(t/2 - 1/3c) = 72,67(0,51/2 - 1/3 \cdot 0,12) = 15,62 \text{ кНм}$$

А момент на рівні низу перемички (в розрахунковому перерізі)

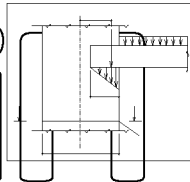
$$M = M_3(H - h_{10})/H = 15,62(3 - 0,32)/3 = 13,9 \text{ кНм,}$$

$$M_W = W_m \cdot 0,32 = 2,0461 \cdot 1,18 = 2,414 \text{ кНм,}$$

$$M_n = M + M_W = 13,9 + 2,414 = 16,314 \text{ кНм}$$

Найбільш небезпечним місцем в простінку, який і необхідно розраховувати, є перетин, розташований по низу перемички, оскільки в цьому перетині окрім подовжньої сили діє момент M , що вигинає, який визначається від дії реакцій перекриття і вітрового навантаження (рис. 3.8), розташованого безпосередньо над перетином, що розраховується, 1-1.

НУБІП України



НУБІП України

низ перемычки

НУБІП України

Рис. 3.8. Навантаження від перекриття на стіну

З рис.3.8 видно, що тиск від перекриття на стіну приймається таким, що діє нерівномірно по внутрішній грані стіни максимальним і рівним нулю в кінці плити перекриття (у перетині виходить трикутник). При такому розподілі тиску рівнодіюча напруди P прикладається в центрі трикутника тяжіння на відстані $(t/2 - 1/3c)$ від центру тяжіння стіни.

В цілому на розрахунковий перетин діють подовжня сила N і момент Mn , що вигинає, або, що рівнозначно, подовжня сила прикладається з ексцентриситетом $e_0 = M/N_3 = 16,314/1300 = 0,0125$ м.

Несуча здатність позацентри стислих елементів без поперечного армування перевіряється по формулі

НУБІП України

$$N \leq m_g \phi R A_c \omega,$$

Для цегли марки 125 и розчином марки 100: $R = 2,0$ МПа.

При $h > 30$ см, $m_g = 1$.

НУБІП України

Коефіцієнт поздовжнього вигину ϕ знаходиться по формулі:

$$\phi = \frac{\phi + \phi_c}{2},$$

де φ – коефіцієнт подовжнього вигину для всього перетину в площині дії моменту, що вигинає, та визначається для розрахункової висоти елемента l_0 ,
 φ_c – коефіцієнт подовжнього вигину для стислої частини перетину, що визначається для фактичної висоти елемента H . Гнучкість елемента λ визначаємо по

формулі:

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ст}}$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м,
 $\delta_{ст}$ – товщина стіни.

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ст}} = \frac{3}{0,51} = 5,88.$$

Гнучкість стислої частини прямокутного перерізу λ_c визначається по формулі:

$$\lambda_c = \frac{l_0}{h_c}$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту, що вигинає, визначається по формулі:

$$h_c = \delta_{ст} - 2e,$$

де $\delta_{ст}$ – товщина стіни, м;
 e – ексцентриситет, м.

$$h_c = \delta_{ст} - 2e = 0,51 - 2 \cdot 0,0125 = 0,485 \text{ (м)}.$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3}{0,485} = 6,18.$$

знаходимо коефіцієнти φ і φ_c :

$$\varphi = 0,98 + (1 - 0,98) \frac{5,88 - 4}{6 - 4} = 0,9988$$

$$\varphi_c = 0,95 + (0,98 - 0,95) \frac{6,18 - 6}{8 - 6} = 0,955$$

$$\varphi = \frac{0,9988 + 0,955}{2} = 0,9769$$

Площа перерізу елемента знаходиться по формулі:

НУБІП України

$$A_c = b_{np} h_c,$$

де b_{np} – ширина простінка, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту

, що вигинається м.

НУБІП України

$$A_c = 1,81 \cdot 0,485 = 0,877 \text{ (м}^2\text{)}$$

Коефіцієнт ω для прямокутного перерізу вираховується по формулі:

НУБІП України

$$\omega = 1 + \frac{e}{\delta_{ст}} \leq 1,45$$

де e – ексцентриситет, м;

$\delta_{ст}$ – товщина стіни, м.

$$\omega = 1 + 0,0125 / 0,51 = 1,024$$

НУБІП України

$1,024 \leq 1,45$ – умова виконується.

Перевіряємо по формуле 2.1:

$$N = 1300 < m_g \varphi R A_c \omega = 1 \cdot 0,9769 \cdot 2000 \cdot 0,877 \cdot 1,024 = 1754,6 \text{ (кН)}$$

НУБІП України

Умова виконується.

$$k_3 = 1754,6 / 1300 = 1,35$$

Перевіряю несучу здатність простінка на 4-му поверсі. Для спрощення

розрахунку дозволено розглядати стіну в межах одного поверху як шарнірно опертую

балку на двох опорах з розрахунковою довжиною l_0 рівній висоті поверху H (див. Рис.

3.9).

НУБІП України

НУБІП України

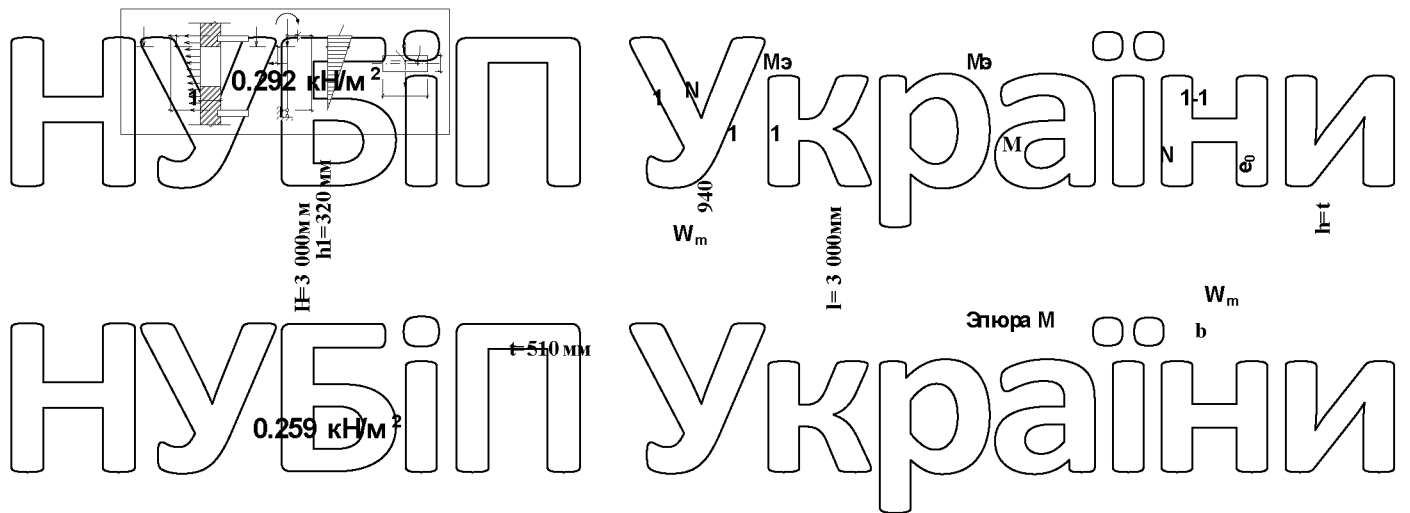


Рис. 3.9. До розрахунку простінку

Величина моменту, що вигинається, від поверху на рівні низу перекриття 4-го поверху.

$$P = q_{пер} A_{сп} = 6,036 \cdot 12,04 = 72,67 \text{ кН},$$

$$M_0 = P(t/2 - 1/3c) = 72,67(0,51/2 - 1/3 \cdot 0,12) = 15,62 \text{ кНм}$$

А момент на рівні низу перемички (в розрахунковому перерізі)

$$M = M_0 (H - h) / H = 15,62(3 - 0,32) / 3 = 13,9 \text{ кНм},$$

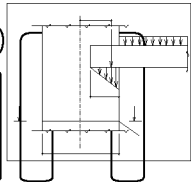
$$M_W = W_m \cdot 0,32 = 2,22 \cdot 0,62 = 1,3764 \text{ кНм},$$

$$M_{из} = M + M_W = 13,9 + 1,3764 = 15,27 \text{ кНм}$$

Найбільш небезпечним місцем в простінку, який і необхідно розраховувати, є перетин, розташований по низу перемички, оскільки в цьому перетині окрім подовжньої сили діє момент M , що вигинає, який визначається від дії реакцій перекриття і вітрового навантаження (рис. 3.10), розташованого безпосередньо над перетином, що розраховується, 1-1.

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП України



НУБІП України

низ перемычки

НУБІП України

Рис. 3.10. Навантаження від перекриття на стіну

З рис.3.10 видно, що тиск від перекриття на стіну приймається таким, що діє нерівномірно по внутрішній грані стіни максимальним і рівним нулю в кінці плити перекриття (у перетині виходить трикутник). При такому розподілі тиску рівнодіюча напрути P прикладається в центрі трикутника тяжіння на відстані

$(t/2 - 1/3c)$ від центру тяжіння стіни.

В цілому на розрахунковий перетин діють подовжня сила N і момент Mn , що вигинає, або, що рівнозначно, подовжня сила прикладається з ексцентриситетом

$$e_0 = M/N_3 = 15,27/1162 = 0,0131 \text{ м.}$$

Несуча здатність позацентрова стислих елементів без поперечного армування перевіряється по формулі:

$$N \leq m_g \varphi R A_c \omega,$$

Для цегли марки 125 и розчином марки 100: $R=2.0$ МПа.

При $h > 30$ см $m_g = 1$.

НУБІП України

Коефіцієнт поздовжнього вигину φ знаходиться по формулі:

$$\varphi = \frac{\varphi + \varphi_0}{2},$$

де φ – коефіцієнт подовжнього вигину для всього перетину в площині дії моменту, що вигинає, та визначається для розрахункової висоти елемента l_0 ;

φ_c – коефіцієнт подовжнього вигину для стислої частини перетину, що визначається для фактичної висоти елемента H . Гнучкість елемента λ визначаємо по формулі:

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ct}}$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

δ_{ct} – товщина стіни.

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ct}} = \frac{3}{0,51} = 5,88$$

Гнучкість стислої частини прямокутного перерізу λ_c визначається по формулі:

$\lambda_c = \frac{l_0}{h_c}$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площини дії моменту,

що вигинає, визначається по формулі:

$h_c = \delta_{ct} - 2e$

де δ_{ct} – товщина стіни, м;

e – ексцентриситет, м.

$h_c = \delta_{ct} - 2e = 0,51 - 2 \cdot 0,0131 = 0,484$ (м).

$$\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3}{0,484} = 6,2$$

Знаходимо коефіцієнти φ і φ_c :

$$\varphi = 0,98 + (1 - 0,98) \frac{5,88 - 4}{6 - 4} = 0,9988$$

$$\varphi_c = 0,95 + (0,98 - 0,95) \frac{6,2 - 6}{8 - 6} = 0,9522$$

$$\varphi = \frac{0,9988 + 0,9522}{2} = 0,975$$

Площа перерізу елемента знаходиться по формулі: $A_c = b_{пр} h_c$,

де $b_{пр}$ – ширина простінка, м.

h_y – висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту, що вигинає, м.
 $A_c = 1,81 \cdot 0,484 = 0,876 \text{ (м}^2\text{)}$

Коефіцієнт ω для прямокутного перерізу вираховується по формулі:

$\omega = 1 + \frac{e}{\delta_{ст}} \leq 1,45$

де e – ексцентриситет, м;

$\delta_{ст}$ – товщина стіни, м.

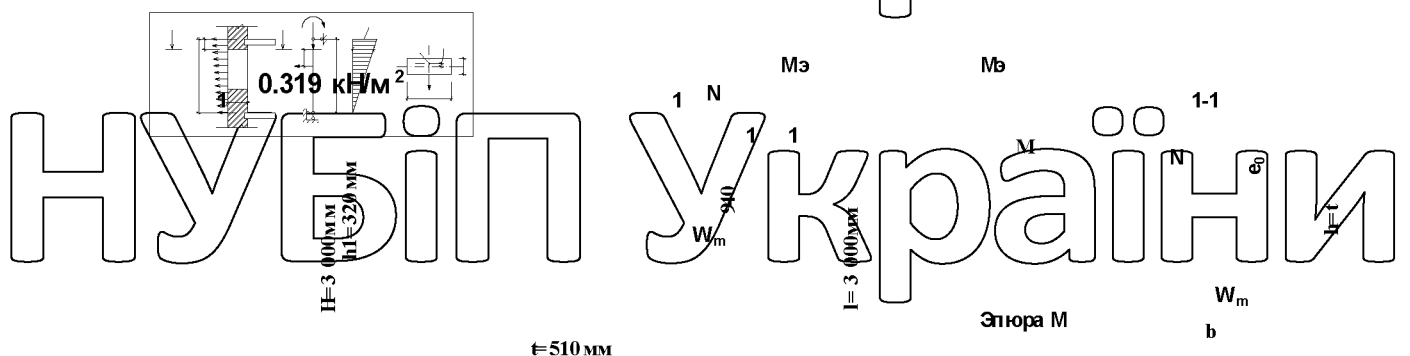
$\omega = 1 + 0,0131 / 0,51 = 1,025$
 $1,02 \leq 1,45$ – умова виконується.
 Перевіряємо:

$$N = 1162 < m_g \phi R A_c \omega = 1 \cdot 0,975 \cdot 2000 \cdot 0,876 \cdot 1,025 = 1750 \text{ (кН)}$$

Умова виконується.

$$K_s = 1750 / 1162 = 1,5$$

Перевіряємо несучу здатність простінка на 5-му поверсі. Для спрощення розрахунку дозволено розглядати стіну в межах одного поверху як шарнірно оперту балку на двох опорах з розрахунковою довжиною l_0 рівній висоті поверху H (див. рис. 3.11).



$0,292 \text{ кН/м}^2$
 Рис. 3.11. До розрахунку простінку

Величина моменту, що вигинається, від поверху на рівні низу перекриття 5-

го поверху.

$$P = q_{\text{пер}} A_{\text{сп}} = 6,036 \cdot 12,04 = 72,67 \text{ кН},$$

$$M_0 = P(t/2 - 1/3c) = 72,67(0,51/2 - 1/3 \cdot 0,12) = 15,62 \text{ кНм}$$

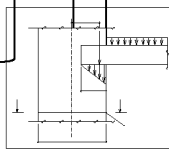
А момент на рівні низу перемички (в розрахунковому перерізі)

$$M = M_0(H - h_1)/H = 15,62(3 - 0,32)/3 = 13,9 \text{ кНм},$$

$$M_W = W_m \cdot 0,32 = 2,45 \cdot 0,62 = 1,52 \text{ кНм},$$

$$M_n = M + M_W = 13,9 + 1,52 = 15,42 \text{ кНм}$$

Найбільш небезпечним місцем в простінку, який і необхідно розраховувати, є перетин, розташований по низу перемички, оскільки в цьому перетині окрім подовжньої сили діє момент M , що вигинає, який визначається від дії реакцій перекриття і вітрового навантаження (рис.3.12), розташованого безпосередньо над перетином, що розраховується, 1-1.



($t/2 - 1/3c$)

P

q

1

1

низ перемички

Рис. 3.13. Навантаження від перекриття на стіну

З рис.3.12 видно, що тиск від перекриття на стіну приймається таким, що діє нерівномірно: по внутрішній грані стіни максимальним і рівним нулю в кінці плити перекриття (у перетині виходить трикутник). При такому розподілі тиску рівнодіюча напруги P прикладається в центрі трикутника тяжіння на відстані ($t/2 - 1/3c$) від центру тяжіння стіни.

В цілому на розрахунковий перетин діють подовжня сила N і момент Mn , що вигинає, або, що рівнозначно, подовжня сила прикладається з ексцентриситетом

$$e_0 = M/N_3 = 15,42/1024 = 0,015 \text{ м.}$$

Несуча здатність позацентрова стислих елементів без поперечного армування перевіряється по формулі

$$N \leq m_g \varphi R A_c \omega,$$

Для цегли марки 125 и розчину марки 100: $R = 2,0 \text{ МПа}$.

При $h > 30 \text{ см}$ $m_g = 1$.

Коефіцієнт подовжнього вигину φ знаходиться по формулі:

$$\varphi = \frac{\varphi + \varphi_c}{2},$$

де φ – коефіцієнт подовжнього вигину для всього перетину в плоскості дії моменту, що вигинає, та визначається для розрахункової висоти елемента l_0 ;

φ_c – коефіцієнт подовжнього вигину для стислої частини перетину, що визначається для фактичної висоти елемента H . Гнучкість елемента λ визначаємо по формулі:

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ст}},$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

$\delta_{ст}$ – товщина стіни.

$$\lambda = \frac{l_0}{\delta_{ст}} = \frac{3}{0,51} = 5,88.$$

Гнучкість стислої частини прямокутного перерізу λ_c визначається по формулі:

$$\lambda_c = \frac{l_0}{h_c},$$

де l_0 – розрахункова висота (довжина) елемента, м;

h_c – висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту, що вигинає, визначається по формулі: $h_c = \delta_{ст} - 2e$,

де $\delta_{ст}$ – товщина стіни, м;

e – ексцентриситет, м.

$h_c \in \delta_{ct} - 2e = 0,51 - 2 \cdot 0,015 = 0,48 \text{ (м)}. \lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3}{0,48} = 6,25.$

знаходимо коефіцієнти φ і φ_c :

$$\varphi = 0,98 + (1 - 0,98) \frac{5,88 - 4}{6 - 4} = 0,9988$$

$\varphi_c = 0,95 + (0,98 - 0,95) \frac{6,25 - 6}{8 - 6} = 0,953$

$$\varphi = \frac{0,9988 + 0,953}{2} = 0,976$$

Площа перерізу елемента знаходиться по формулі: $A_c = b_{np} h_c$,
 де b_{np} — ширина простінки, м;
 h_c — висота стислої частини поперечного перерізу в площині дії моменту,
 що вигинає, м.

$A_c = 1,81 \cdot 0,48 = 0,8688 \text{ (м}^2\text{)}$

Коефіцієнт ω для прямокутного перерізу виходить по формулі:

$$\omega = 1 + \frac{e}{\delta_{ct}} \leq 1,45$$

де e — ексцентриситет, м;
 δ_{ct} — товщина стіни, м.

$$\omega = 1 + 0,015 / 0,51 = 1,03$$

$1,03 \leq 1,45$ — умова виконується.

Перевіряємо по формулі:

$$N = 1024 < m_g \varphi R A_c \omega = 1 \cdot 0,976 \cdot 2000 \cdot 0,8688 \cdot 1,03 = 1746 \text{ (кН)}$$

Умова виконується.

$K_3 = 1746 / 1024 = 1,7$

Етаж К₃

1	1,086
2	1,2
3	1,35
4	1,5
5	1,7

Висновок: Найбільш напружений простінок знаходиться на першому поверсі.

3.2. Розрахунок сходового маршу

3.2.1. Вихідні дані та умови для розрахунку

Залізобетонний ходовий марш маса якого становить – 1350 кг.

Параметричні дані сходового маршу наведено рис. 3.14.

Сходовий марш розраховуємо як похилу балку під кутом α .

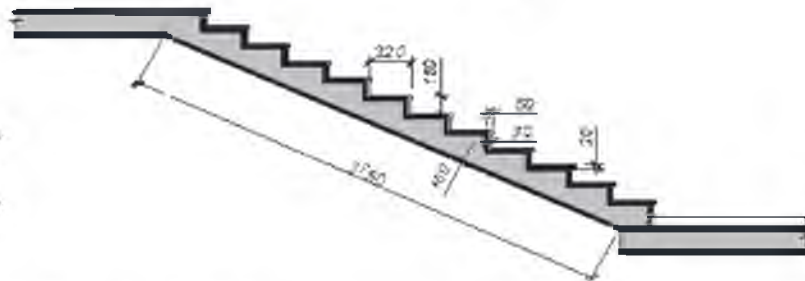


Рис. 3.14. Габаритні розміри сходового маршу

3.2.2. Розрахункові характеристики матеріалів маршу

Важкий бетон C20/25, $R_b = 11,5$ МПа.

Модуль пружності бетону $E_b = 32,5 \times 10^3$ МПа

Арматура класу А400С, $R_s = 365$ МПа, $R_{sw} = 285$ МПа.

Арматура класу А240С, $R_s = 225$ МПа, $R_{sw} = 170$ МПа.

Модуль пружності арматури $E_s = 21 \times 10^4$ МПа.

3.2.3. Визначення розрахункового прогону

Розрахунковий прогон

Проекція сходового маршу $L = 2750$ мм.

Визначення кута нахилу маршу $\text{tg} = 1500/2750 = 0,555 = \text{arctg} 0,555 = 29^\circ 2'$

$$\alpha = 29^\circ 2' = \cos = 0,874$$

$$L_0 = L / \cos = 2700 / 0,874 = 3090$$

3.2.4. Визначення навантаження на 1 м.п. горизонтальної проекції сходового маршу

Власна маса сходового маршу 1350 кг

Збір навантажень, таб. 3.2.1

Таблиця 3.2.1

Визначення навантаження на 1 метр погонний

Види навантажень і формули підрахунків	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт γ	Розрахункове навантаження, кН/м
Від маси маршу $1350/2,7=500$ кг/м	5,0	1,1	5,5
Від маси огорожі $48/2,7=17,8$	0,18	1,05	0,19
Тимчасове навантаження $300 \times 1,1=300$	3,3	1,2	3,96

Всього

8,48

9,65

3.2.4. Визначення розрахункових зусиль M і Q

$$M = q \cdot l^2 / 8 \cdot \cos = 9,65 \cdot 2,7^2 / 8 \cdot 0,874 = 10,06 \text{ кНм.}$$

$$V = V = q \cdot l / 2 \cdot \cos = 9,65 \cdot 2,7 / 2 \cdot 0,874 = 11,49 \text{ кН.}$$

3.2.5. Визначення розмірів перерізу сходового маршу

Приймаємо:

- висоту ребра $h = 170$ мм;
- товщина ребра $b = 80$ мм;
- товщина полочки $h = 30$ мм.

Загальний вигляд рис. 3.15.

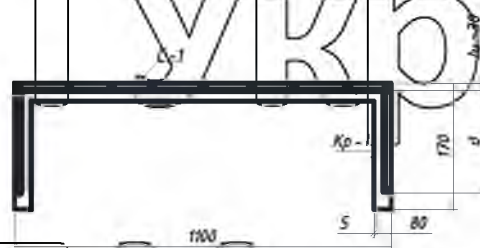


Рис. 3.15. Загальний вигляд перерізу сходового маршу

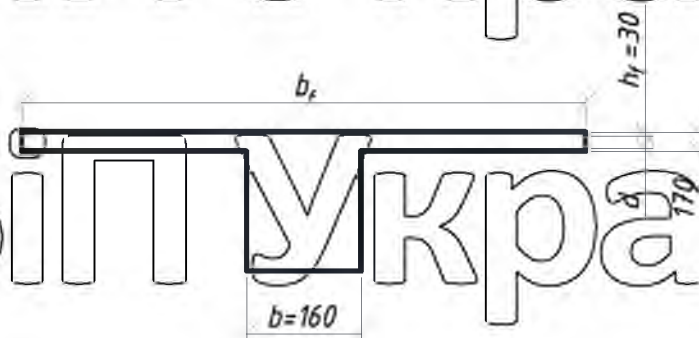


Рис. 3.16. Приведений T-образний переріз з полочкою в стиснутій зоні

У приведенному перерізі $b = 2b = 2 \cdot 80 = 160$ мм.

b' - розрахункова ширина полицки при відсутності поперечного ребра не приймається не більше

$$b' = 2l/6 + b = 2(300/6) + 16 = 116 \text{ см.}$$

$$lb' = 12h + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см.}$$

Приймаємо меншу величину $b' = 52 \text{ см.}$

Приймаємо $a = 2,5 \text{ см,}$

$$d = h - a = 17 - 2,5 = 14,5 \text{ см.}$$

Визначаємо розрахунковий випадок таврового перерізу. Приймаємо за x

$$= h' = 30 \text{ мм} = 3,0 \text{ см і якщо,}$$

$$M < f \cdot b \cdot h \cdot (d - 0,5h) = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 52 \cdot 3(14,5 - 0,5 \cdot 3) = 23,32 \text{ кНм} - \text{маємо перший}$$

випадок розрахунку таврового перерізу.

Оскільки $M = 10,06 \text{ кНм} < M = 23,32 \text{ кНм}$, то $x < h$.

Таким чином, розрахунок виконуємо як для балки прямокутного перерізу з шириною $b = b' = 52 \text{ см.}$

3.2.6. Розрахунок ребер маршу по нормальному перерізу

Розрахунок робочої арматури.

$$\alpha = M / f \cdot b' \cdot d = 10,06 \cdot 10 / 11,5 \cdot 520 \cdot 145^2 = 0,08.$$

$$A_s = M / f \cdot \epsilon \cdot d = 10,06 \cdot 10 / 365 \cdot 0,956 \cdot 145 = 197,18 \text{ мм}^2 = 1,98 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø12A400C, $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Уточнюємо $d = h - c - d/2 = 17 - 2,0 - 1,6/2 = 14,2 \text{ см.}$

$$V = 14,9 \cdot 0,95 = 14,16 \text{ кН.}$$

Із умов зварювання поперечної з повздовжньою арматурою приймаємо поперечну арматуру Ø6A240C, $A_s = 0,283 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стержнів на ділянках $S=1/2h=170/2 = 85$ мм.

$$S = f \cdot b \cdot d^2 / V = 1,5 \cdot 0,87 \cdot 160 \cdot 142^2 / 14,16 \cdot 10^3 = 297,33 > S = 85 \text{ мм.}$$

Приймаємо $S=80$ мм; $\emptyset A240C$, $A = 0,566 \text{ см}^2$

В середній частині $S = 200$ мм. приймаємо конструктивно.

3.2.7. Розрахунок по міцності похилої смуги

Перевіримо із умов

$$V < 0,3 f \cdot b \cdot h$$

Визначаємо коефіцієнти

$$A / b \cdot s = 0,566 / 16 \cdot 8 = 0,0044;$$

$$E / E_c = 210000 / 30000 = 7 = 1 + 5 = 1 + 5 \cdot 0,0044 = 1,154 = 1 - \beta \cdot f = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$$

$$V = 14160 < 0,3 \cdot 1,154 \cdot 0,855 \cdot 14,5 \cdot 16 \cdot 1420 = 97515 \text{ Н. } 14,16 \text{ кН} < 97,52 \text{ кН}$$

Умова виконується, міцність маршу по похидній смугі поміж похилими тріщинками забезпечена.

3.2.8. Перевірка необхідності розрахунку поперечної арматури

Якщо $V = 14160 < V = (1,1) f \cdot b \cdot d$ поперечна арматура приймається конструктивно. $(1,1) \cdot f \cdot b \cdot d = 0,69 \cdot (1 + 0,177) \cdot 1 \cdot 16 \cdot 142 = 18452 \text{ Н} > V = 14160 \text{ Н}$

$$\text{Тут } = 2 \cdot 0,75 \cdot 3h \cdot h / b \cdot d = 2 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 3^2 \cdot 14,2 = 0,177 > 0,5$$

Отже, поперечна арматура приймається конструктивно $\emptyset A240C$.

3.3. Розрахунок пального фундаменту

3.3.1. Розрахунок тиску під підшовною фундаменту

За допомоги (ПК) Structure CAD "SCAD", були визначені максимальні зусилля, що передаються від стін на ґрунтову основу через фундаменти

(таб.3.3.1) В результаті аналізу всіх можливих несприятливих комбінацій навантажень проведена вибірка найбільш навантажених фундаментів.

Таблиця 3.3.1

Максимальні зусилля

Зусилля та напруження елементів, т, м								
Номер елемента	Номер переріз у	Номер Завантаж	Зусилля та напруження					
			N	M _k	M _y	Q _z	M _z	Q _y
39	1	1	-787,525	0,035807	0,010024	0,08794	5,28627	3,67465
41	1	1	-796,672	0,015078	0,299201	-0,05795	-4,76158	-3,53859
46	1	1	-701,815	-0,01485	0,192655	-0,0562	17,5348	8,73041
47	1	1	-789,039	0,012311	0,534996	-0,18356	-4,89867	-3,62927

Таблиця 3.3.2

Напруження під подошвою фундаменту

Вид зусилля	т/м ²
Резрахунковий тиск під подошвою	32,0
Мах напруження під подошвою	31,9
Середнє напруження під подошвою	31,9
Мін напруження під подошвою	31,9

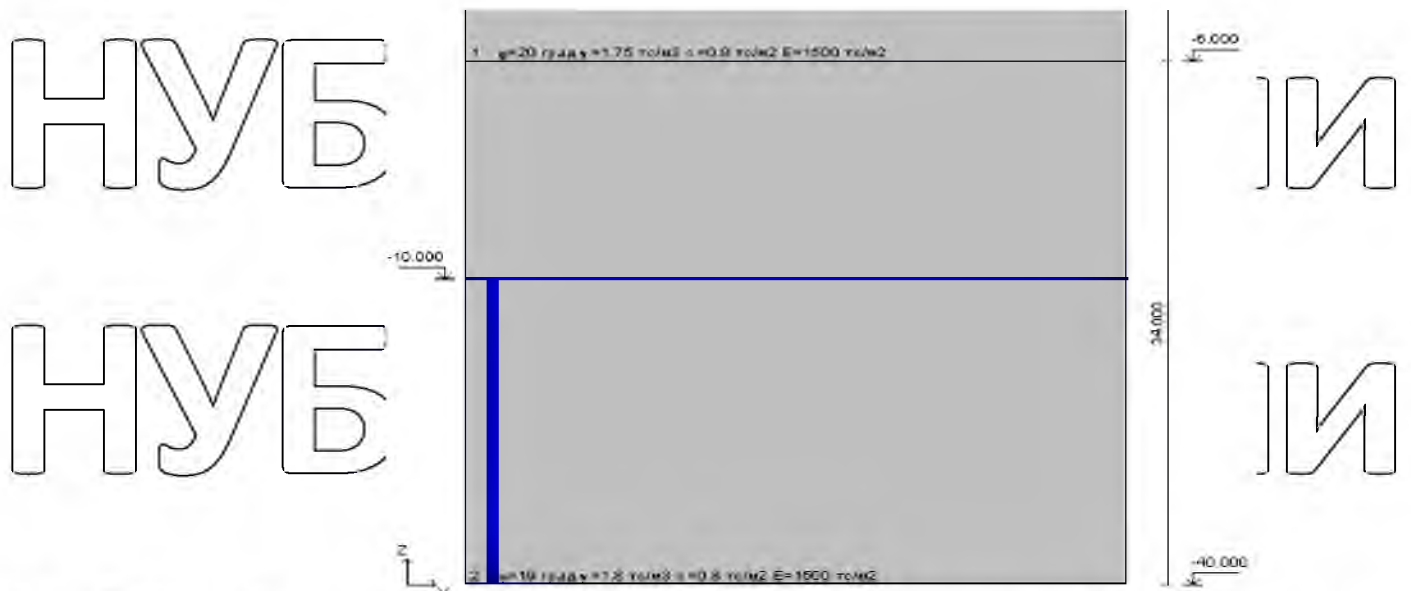


Рис. 3.3.1. Геологічні дані ґрунту

3.3.2. Визначення активного тиску ґрунту

Активний тиск ґрунту знаходимо за допомогою (ПК) «Фундамент». Результати розрахунку відображаємо в графічному вигляді. Для розрахунку задаємося вихідними даними:

- висота консольної частини стіни (глибина котловану) $h_k = 4.5 \text{ м}$;
- висота защемленої частини $t = 4.5 \text{ м}$;

ґрунти відносяться до I – і категорії просадковості. Фізико-механічні характеристики ґрунту наведені в таблиці 3.3.3;

- глибина залягання стаканого фундаменту $h_q = 4.5 \text{ м}$;
- відстань від карю підшви до шпунтового ряду $a = 3.3 \text{ м}$;
- розрахунковий тиск під підшовою фундаменту $q = 32.0 \text{ т/м}^2$.

Таблиця 3.3.3
характеристики ґрунту

№ п/п	Тип ґрунтів	Товщ. шару, h , м	Глиб. до РГВ, м	γ , кН/м^3	ω	φ , %	c_u
	Суглинок	6	10	17,5	0,13	21	11
	Суглинок	12		18	0,19	19	20

Графічне відображення розрахунку:

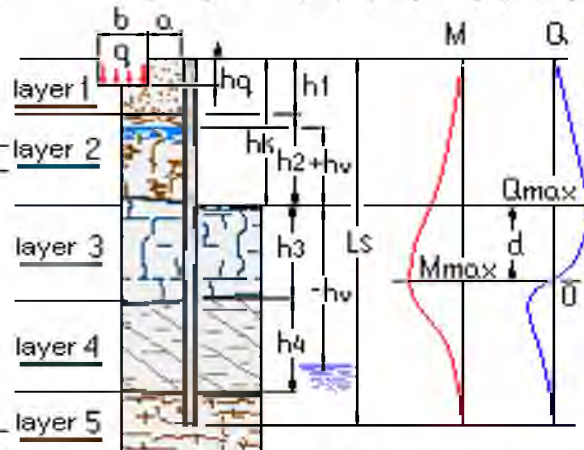


Рис. 3.3.2. Схема до розрахунку активного тиску незв'язного ґрунту

Максимальная поперечная сила на 1 п.м. шпунта $Q = 6.52 \text{ т}$;

Максимальний момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 23 \text{ т} \cdot \text{м}$;

Максимальний тиск на площу шпунта (у дна котлована) $q_{max} = 2.9 \text{ т/м}^2$;

3.3.3. Розрахунок палі

Вихідні дані:

палі буро набивні діаметром $d = 0.5 \text{ м}$ / довжиною $l = 9 \text{ м}$;

висота консольної частини стіни $h = 4.5 \text{ м}$;

висота защемленої частини $t = 4.5 \text{ м}$;

максимальна поперечна сила на 1 п.м. шпунта $Q = 6.52 \text{ т}$;

максимальний момент на 1 п.м. шпунта $M_{max} = 23 \text{ т} \cdot \text{м}$;

відстань до перерізу з максимальним моментом $d = 3,25 \text{ м}$;

бетон палів класу С25/30.

Нижче поверхні відкопування ґрунту залягає суглинок $I_L = 0.25$, $\gamma = 1.8$

t/m^3 , $\phi_1 = 19^\circ$,

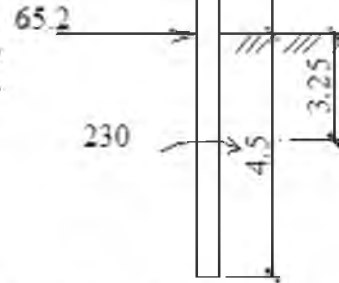
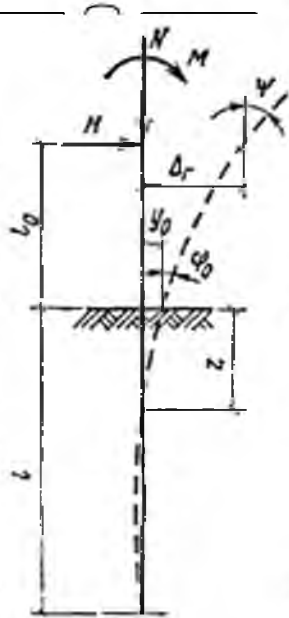


Рис. 3.3.3. Схема навантажень на 1 п м підірної стіни

Із умови не продавлювання ґрунту між палями

$$b \leq 5.14 \frac{c \cdot t \cdot d}{E_a} \quad l \leq 5.14 \frac{0.35 \cdot 4.5 \cdot 0.6}{65.5} = 3 \text{ м}$$

відстань між ними конструктивно в світлі назначаємо 0.5 м, що також перевищує відстань необхідну по технології виконання робіт. Тоді відстань між осями палів $0.5 + 0.5 = 1.1 \text{ м}$.

Тоді навантаження на одну палу:

$$E_a = 65.5 \cdot 1.1 = 72.05 \text{ кН}$$

Розрахунок палів на горизонтальне навантаження і моментне навантаження здійснюємо у відповідності зі схемою, що зображена на рис. 4.8.

$$H_0 = E_a = 72.05 \text{ кН}$$

$$M_0 = E_a \cdot 3.25 = 233.09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Момент інерції поперечного перерізу палі:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3.14 \cdot 0.6^4}{64} = 0.0064 \text{ м}^4,$$

Розрахунковий опір бетону осьовому стиску тіла палі визначаємо по наступній формулі:

$$R_{\text{пр}}^c = R_{\text{пр}} \cdot m_{\delta 1} \cdot m_{\delta 2} = 14500 \cdot 0.85 \cdot 1 = 12325 \text{ кН/м}^2,$$

де $R_{\text{пр}}$ - розрахунковий опір бетону осьовому стиску;

$m_{\delta 1}$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує бетонування в вертикальному положенні, що приймається рівний 0.85;

$m_{\delta 2}$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив способу виконання паливих робіт (в нашому випадку рівне 1).

Початковий модуль пружності при стиску бетону В 25 рівний:

$$E_b = 30 \text{ МПа} = 3 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

Тоді жорсткість поперечного перерізу палі при згині:

$$E_b \cdot I = 3 \cdot 10^7 \cdot 0.0064 = 1.92 \cdot 10^5 \text{ кНм}$$

Згідно таблиці додатку Руководству по проектуванню паливих фундаментів, коефіцієнт пропорційності ґрунта при $I_L = 0.07$ рівний

$$K = 6687 \text{ кН/м}^4$$

Визначимо умовну ширину палі.

$$b_c = 0.9(d + 1) = 0.9(0.6 + 1) = 1.44 \text{ м}$$

Так як умовна ширина палі, більша відстані між осями палей, приймаємо

$$b_c = 1.1 \text{ м}$$

Тоді значення

$$\frac{10^5 \cdot K \cdot b_c}{E_b \cdot I} = \frac{10^5 \cdot 6687 \cdot 1.1}{1.92 \cdot 10^5} = 3831.09 \text{ м}^{-3}$$

величина коефіцієнта деформацій $\alpha_0 = 0.52 \text{ 1/м}$

Тоді приведена глибина занурення палі в ґрунт :

$$l = \lambda \cdot \alpha_0 = 4.5 \cdot 0.52 = 2.34 \text{ м}$$

Визначимо переміщення δ_{HH} , δ_{MH} , δ_{MM} за наступними формулами:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_0^3 E_b I} A_0 = \frac{1}{0.52^3 \cdot 1.92 \cdot 10^5} \cdot 4.067 = 15.06 \cdot 10^{-5} \text{ м/кН}$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha_0^2 E_b I} B_0 = \frac{1}{0.52^2 \cdot 1.92 \cdot 10^5} \cdot 2.456 = 4.73 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_0 E_b I} C_0 = \frac{1}{0.52 \cdot 1.92 \cdot 10^5} \cdot 2.299 = 2.302 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кН}$$

де δ_{HH} - горизонтальне переміщення перерізу, м/кН від сили $H_0 = 1$;

δ_{MH} - горизонтальне переміщення перерізу, 1/кН від моменту $M_0 = 1$;

δ_{MM} - кут повороту перерізу, 1/кН від моменту $M_0 = 1$;

A_0, B_0, C_0 - безрозмірні коефіцієнти, прийняті по Руководству залежно від наведеної глибини закладення палі у ґрунті

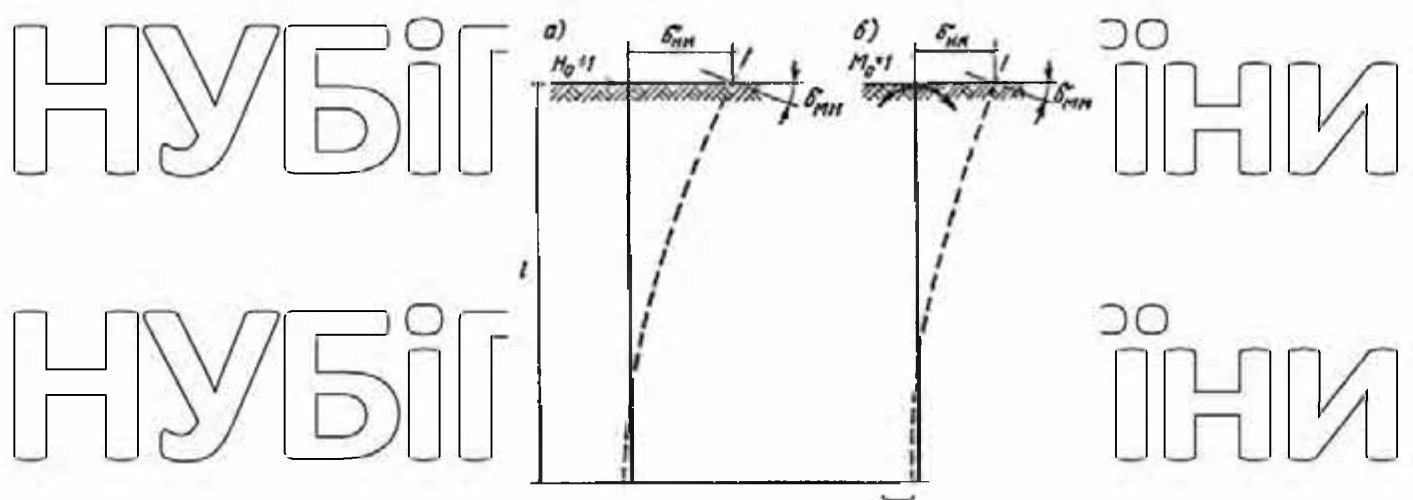


Рис. 3.3.4. Схема переміщення палі в ґрунті

а) від дії сили $H_0 = 1$, прикладеної в рівні поверхні ґрунту,

б) від моменту $M_0 = 1$

Визначимо горизонтальне переміщення та кут повороту перерізу палі в рівні поверхні відкопки ґрунту:

$$y_0 = H_0 \cdot \delta_{HH} + M_0 \cdot \delta_{HM} = 72.5 \cdot 15.06 \cdot 10^5 + 233.09 \cdot 4.73 \cdot 10^5 = 2.19 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 2.19 \text{ см}$$

$$\psi_0 = H_0 \cdot \delta_{MH} + M_0 \cdot \delta_{MM} = 72.05 \cdot 4.73 \cdot 10^5 + 233.09 \cdot 2.302 \cdot 10^5 = 0.877 \cdot 10^{-2} \text{ рад}$$

Для перевірки прийнятих параметрів палі, проведемо розрахунок стійкості основи, що оточую палі.

При $l \leq 2.5 \text{ м}$ розрахунковий тиск на ґрунт визначаємо на приведеній глибині $z = z \cdot \alpha_\delta = 1.5 \cdot 0.52 = 0.78 \text{ м}$.

$$\text{де } z = \frac{l}{3} = \frac{4.5}{3} = 1.5, \alpha_\delta = 0.52;$$

де \bar{z} - наведена глибина, що залежить від значення дійсної глибини z , для якої визначаються величини тиску z , моменту M_0 і поперечної сили H_0 .

Розрахунковий тиск σ_z , тс/м², на ґрунт по контактi з бічною поверхнею палі, що виникає на глибині z , визначаємо по формулі:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_D} \left(z \cdot y_0 \cdot A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_D} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_D^2 E_\delta I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_D^3 E_\delta I} D_1 \right) =$$

$$= \frac{6687}{0.52} \left(0.78 \cdot 2.19 \cdot 10^{-2} \cdot 0.998 - \frac{0.877 \cdot 10^{-2} \cdot 0.779}{0.52} + \frac{233.09 \cdot 0.303}{0.52^2 \cdot 1.92 \cdot 10^5} + \right.$$

$$\left. + \frac{72.05 \cdot 0.079}{0.52^3 \cdot 1.92 \cdot 10^5} \right) = 104.42 \text{ кН/м}^2$$

де A_1, B_1, C_1, D_1 - безрозмірні коефіцієнти, прийняті по табл. Руководства

Допустиме значення σ'_z визначимо за формулою:

$$\sigma'_z = \frac{4M_0 + 10H_0z}{9b_c z^2} \xi_1 = \frac{4 \cdot 233.09 + 10 \cdot 72.05 \cdot 1.5}{9 \cdot 1.1 \cdot 1.5^2} \cdot 0.706 = 93.26 \text{ кН/м}^2$$

$$\xi_1 = 1.5 - 0.2z = 1.5 - 0.2 \cdot 2.34 = 1.032$$

Розрахунковий діючий тиск на глибині 2.34 м не перевищує допустиму

величину $(\sigma'_z \geq \sigma_z)$, що задовольняє головну умову стійкості ґрунтової основи.

$(\sigma'_z \geq \sigma_z)$ перевищення діючого тиску над допустимим свідчить про правильність прийнятих параметрів підпірної стіни.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

8. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

Аналіз фізико-механічних властивостей будівельних сумішей та доцільності використання їх при зведенні об'єктів різного призначення

8.1. Вступ

Будівельний розчин – це штучний камінь, отриманий при твердінні раціонально підбраної суміші, що складається із в'язучої речовини, дрібного заповнювача (піску) води та добавок. До затвердіння суміші цих компонентів називають розчиною сумішшю.

Довговічна та міцна цегляна кладка - запорука якісно побудованого об'єкта. Тому, крім якості самих будматеріалів (цегла, газобетон, піноблок, керамічний блок) важлива також якість розчину. Для того, щоб цементно-піщані або вапняні розчини виконали всі покладені на них завдання при кладці стін, необхідно правильно приготувати суміш. Розчин цегляної кладки повинен відповідати вимогам:

- висока пластичність, яка дозволить суміші заповнити всі порожнечі і нерівності швів між окремими елементами кладки (наприклад, цегли);
- висока міцність після схоплення, яка дозволяє перешкоджати деформації цегляної стіни;
- час застигання розчину повинен бути достатнім для здійснення кладки до моменту затвердіння;
- залежно від виду розчини кладок зберігають пластичність протягом 1,5-5 годин після їх приготування.

Для цегляної кладки використовують наступні види сумішей:

- цементно-піщаний;
- цементно-вапняний;
- гіпсовий;
- вапняний;
- клейовий;
- цементний;
- цементно-глиняний.

Найчастіше застосовуються цементно-піщаний і цементно-вапняний розчини.

8.2. Постановка задачі дослідження

Розчини, які застосовуються для влаштування кам'яних конструкцій, називаються кладочними. Розчини пов'язують окремі камені в єдиний моноліт, з їх допомогою вирівнюють постіль каменів, в результаті чого забезпечується рівномірна передача діючого зусилля від одного каменю до іншого; розчин заповнює проміжки між каменями і перешкоджає проникненню в кладку повітря і води. Таким чином, розчини забезпечують рівномірну передачу зусиль «Правила розрізання кам'яної кладки», оберігають кладку від продування, проникнення води, підвищують морозостійкість будівель.

Предмет дослідження: будівельні суміші, що застосовуються у будівельному виробництві.

Об'єкт дослідження: оптимальні параметри фізико-механічних властивостей будівельних сумішей для виконання різних типів цегляної кладки при зведенні будівель та споруд різного функціонального призначення.

Мета роботи: провести аналіз та класифікувати будівельні суміші цегляної кладки по оптимальним параметрам для об'єктів різного функціонального призначення.

Задачі дослідження:

- класифікувати будівельні суміші за призначенням та використанням;
- провести аналіз класифікації та фізико-механічних характеристик будівельних сумішей;
- провести аналіз методів з визначення фізико-механічних характеристик будівельних сумішей;
- визначити доцільність використання будівельних сумішей для об'єктів різного функціонального призначення.

Результати роботи: визначити оптимальні параметри будівельних сумішей для об'єктів різного призначення.

8.3. Класифікація будівельних розчинів

За ДСТУ Б В.2.7-23-95 будівельні розчини класифікують за призначенням та застосуванням.

За призначенням будівельні розчини поділяють:

- на розчини для кам'яних кладок, монтажу будівельних конструкцій, облицювальних і штукатурних робіт,
- на спеціальні (акустичні, теплоізоляційні, радіаційно захисні, хімічностійкі, жаростійкі, тампонажні тощо).

Види в'язучої речовини для будівельних розчинів:

1. Вапно. Легкий розчин, дає малу усадку. На відповідальних ділянках будівель, стін не рекомендується застосовувати, так як менш міцний. Пропорції від 1:2, до 1:5 (вапно до піску);

2. Цемент. Найміцніший і найзастосовуваний з усіх в розчинах для цегляної кладки. Замішується в пропорціях від 1:3 до 1:6 (співвідношення портуландцементу до піску). Класична суміш один до трьох. Чим більше цементу, тим міцніше розчин. Якщо марка цементу висока, то піску в рецепті можна додати більше;

3. Вапно + цемент. 1-1-6, 1-3-15 (перша цифра цемент, друга вапно, третя - пісок). Цементно-вапняний розчин краще не застосовувати в особливо вологих місцевостях, близько до вологій землі;

4. Глина. Рідко застосовується. Складно готувати. Серед плюсів: високопластичний і морозостійкий. 1/1 або один до двох;

5. Цементно-глиняна суміш;

6. Гіпс. Тільки всередині приміщень, тільки там, де немокре.

7. Крім зазначених в'язучих речовин є клейові розчини, які частіше застосовуються у готовому вигляді і використовуються для певних видів кладки (наприклад, лицьової цегли).

За середньою густиною у сухому стані розчини поділяють:

- на важкі з середньою густиною від 1500 кг/м³ і більше;

- на легкі, що мають середню густину менше 1500 кг/м³.

За видом в'язучої речовини будівельні розчини поділяють:

- на прості із використання одного виду в'язучої речовини (цементні, вапняні, гіпсові тощо)

- на складні при змішанні в'язучих речовин (цементно-вапняні, вапняно-зольні, вапняно-гіпсові тощо).

Основними показниками якості розчинової суміші (ДСТУ Б В.2.7-114-2002) є:

- рухомість;
- середня густина;
- розшаровуваність;
- водоутримувальна здатність;
- водовідділення.

Обов'язковим є визначення рухомості та середньої густини розчинової суміші табл. 8.1.

Таблиця 8.1
Оцінка властивостей розчинової суміші

Властивість розчинової суміші	Показник
Марки за рухомістю	P4...P14
Водоутримувальна здатність: втрата маси, %, не більше	5...10
Розшаровуваність, %, не більше	10

Основними показниками якості штучного каменю, отриманого при твердінні будівельних розчинів (ДСТУ Б В.2.7-23-95), є границя міцності при стиску, розтягу при розколюванні, розтягу при згині, усадка, середня густина, вологість, водопоглинання та морозостійкість. Проте обов'язковим для всіх видів розчинів є міцність при стиску та середня густина у сухому стані.

За міцністю при стиску у стандарті, встановлені такі марки: M4, M10, M25, M50, M75, M150, M200.

За морозостійкістю розчинів, встановлені марки F10, F15, F25, F35, F50, F75.

Класифікація розчинів за видом заповнювачів:

у важкі або холодні – розчини на кварцовому або природному піску із щільних гірських порід з щільністю більше 1500 кг/м³;

- легкі або теплі – розчини на шлаковому, пемзовому або туфовому піску, золи ТЕЦ, доменних гранульованих або паливних шлаках з щільністю менше 1500 кг/м³.

Розмір зерен піску для всіх видів розчину не повинен перевищувати 2,5 мм, рухливість розчину для кам'яної кладки – 9 – 13 см. Широко використовують пластифікуючі добавки: органічні – сульфітний дуг і милонафт та неорганічні – вапно і глина.

8.3.1. Марки розчину для кладки

Найбільш застосовуемі розчини для цегляної кладки наведені у табл. 8.2

Таблиця 8.2

Залежності марки розчину від пропорцій цемент-пісок і марки цементу

Пропорції розчину цемент-пісок	Марка цементу		
	M500	M400	M300
1-2,5			M100
1-3	M125	M100	M75
1-4	M100	M75	
1-5	M75		

Крім того є марки розчину M10, M25, M50, навіть M4 і менше. Чим менше цифра, тим менш міцний розчин. Найпоширеніші марки для цегляної кладки M25, M50, M75.

8.4. Витрата кладочної суміші на 1 куб м кладки

Витрати кладочної суміші залежить від таких параметрів:

1. Розмір цегли;
2. Порожниста або повнотіла;
3. Товщина стіни.

Чим більше пориста, пустотіла цегла, тим більше підс розчину. Щоб це мінімізувати, для таких випадків необхідно робити більш густий розчин, щоб він

менше затікає, розтікається в щільні. Це властивість називається рухливістю - наскільки сильно розтікається. Для повнотілої рухливість рекомендується 13 см. для пористої 8 см.

Розрахунок потрібної кількості розчину на 1 куб кладки в залежності від виду цегли і товщини стіни (м³). У табл. 8.3 наведено основні варіанти витрати суміші кладки на 1м³ стіни.

Таблиця 8.3

Витрати суміші кладки на 1м³ стіни

Товщина кладки	Повнотіла, 250 x 120 x 65	Потовщена, 250 x 12 x 88
Півцеглини (12 см.)	0,189	0,16
Одна (25 см.)	0,221	0,2
Півтори (38 см.)	0,234	0,216
Дві (51 см.)	0,240	0,222
Дві і 1/2 цегли (64 см.)	0,245	0,227

Витрати цементу на 1 м² кладки при використанні цементно-піщаної суміші в пропорції 1 до 3 в залежності від товщини кладки (згідно з нормами) наведено у табл. 8.4.

Таблиця 8.4

Витрати цементу на 1 м² кладки

Товщина кладки	Кількість цементу в кг.
0,5 цегли	10,43
1 цегла	20,9
1,5 цегли	31,35
2 цегли	41,8

Пропорції суміші для цегляної кладки залежить і від питомої ваги цементу. Якщо в середньому брати щільність цементу 1300 кг на куб. метр, то отримаємо такі цифри цементу в кубі розчину:

- для пропорції 1:3 = 0,25 м³ x 1300 = 325,0 кг цементу знадобиться для замішування 1 кубічного метра розчину.

- для пропорції 1:4 = 0,2 м³ x 1300 = 260,0 кг.

- Якщо є ще один інгредієнт, наприклад, вапно, то з такому співвідношенні (цемент: вапно: пісок) вийде 1: 0,3: 3 = 0,232 м³ x 1300 = 301,6 кг.

Знаючи, скільки потрібно розчину на куб кладки, можна порахувати витрату цементу в залежності від розміру цегляної кладки.

Така різноманітність пропорцій залежить від багато факторів: погода, вид цегли, марка і якість цементу, фракція піску, вид піску, вид будови і т.д.

При експериментальному виготовленні розчину спочатку додають початкові пропорції табл. 8.5.

Таблиця 8.5

Початкові пропорції цементно-піщаного розчину

1,0 куб. м готового розчину
350л.води+ 268 кг портландцементу + 2064 кг піску

При застосуванні різних марок цементу необхідно правильно підбирати пропорційне відношення піску до марки цементу, див. табл. 8.6

Таблиця 8.6

Співвідношення цемент: пісок (витрата цементу на 1куб.м піску)

Марка цементу	Марка цементного розчину		
	100	50	25
M-400	1:3,5 (340кг)	1:6 (185кг)	-
M-300	1:2,5 (435кг)	1:5 (240кг)	-
M-200	-	1:3,5 (350кг)	1:6 (185кг)
M-150	-	1:2,5	1:4 (230кг)

Цементно-піщаний розчин зберігає пластичність протягом двох годин після приготування.

Швидкість наростання міцності розчину залежить від властивостей в'язучих та умов тверднення.

При температурі 15°C міцність простого розчину буде наростати: через 3 доби – 25% марочної міцності, через 7 діб – 50%, через 14 діб – 75% і через 28 діб – 100%. З підвищенням температури тверднучого розчину його міцність наростає швидше, при зниженні – повільніше.

Якщо застосовуються пластифікатори (глина, вапно), то нижче приведена таблиця 8.7. Якщо треба додати глину або вапно, то попередньо вапно гасить, а глину розмішуєте в воді.

Таблиця 8.7

Пропорції цементу, пластифікатора і піску в залежності від марки цементу

Марка цементу	Частка цементу	Частка пластифікатора (глини або вапна)	Частка піску
M300	1	0,2	3
M400	1	0,3	4

Крім того, вапно використовують для збільшення часу збереження розчину в в'язкому вигляді протягом п'яти годин. Завдяки цьому можна приготувати за один раз значно більші об'єми суміші, що прискорює будівельні роботи. Вапно також підвищує плинність готової суміші, що позитивно позначається на заповненні нерівностей швів і зменшує кількість тріщин, що з'явилися в уже готовій кладці. Але такий розчин не слід застосовувати в середовищі з високою вологістю, особливо при закладці фундаменту на вологому ґрунті.

Як приклад, для приготування одного кубометра цементно-вапняного розчину М-50 використовується:

- 1 частка цементу М-400;
- 0,5 частки вапна;
- 4,5 частки піску.

Спеціальні розчини приготують з використанням особливих добавок або високих марок цементу, що додають їм необхідні властивості:

- вогнетривкість;

- водогостійкість;

- стійкість до впливу агресивних середовищ.

Суміші цього різновиду можуть використовуватися, наприклад, для зведення стін виробничих цехів, димових труб, фундаментів.

8.5. Умови кладки у зимовий період

Кладку в зимовий період при температурі до мінус 5-7 °С ведуть без особливих умов. При більш низьких температурах застосовується:

У розчин додають спеціальні противоморозні добавки. Вони дозволять продовжувати кладку до -15 °С, -25 °С.

Підігрів перед самою кладкою підігрівають каміння і потім по кілька рядів метрів кладки накривають утеплювачем (рулонним, плитним).

Додають сіль при приготуванні розчину. Тоді кладочна суміш не замерзне до моменту зв'язування з поверхнею цегли і допоможе робити кладку в люті морози. Але тут є один серйозний мінус – потім при висиханні стіни, солі будуть виходити назовні і доведеться боротися з висолами.

4. У розчин попередньо додається модифікатор, що знижує температуру замерзання води, що входить до складу суміші. Паралельно добавка сприяє прискоренню процесу схоплювання і досить часто має кілька властивостей.

Найчастіше такими добавками є:

- Нітрит кальцію;

- Хлористий натрій;

- Нітрит натрію;

- Нітрит кальцію з сечовиною;

- Поташ.

Область застосування хімікатів є досить вузька. Якщо будинок є житловим або громадським, не рекомендується застосовувати хімічні модифікатори у кладці несучих цегляних стін, а також внутрішніх міжкімнатних перегородок, так як вони є токсичними.

Поташ знайшов собі застосування в будівництві зовнішніх конструкцій.

Для цієї ж мети використовується нітрит кальцію і сечовина (НКМ). Масова

частка поташу у кладочному розчині повинна складати від 5% до 15%. Завдяки добавці розчин може застосовуватися при температурі до -30 градусів. Масова частка НКМ в розчині становить від 2% до 10%, а розчин не твердне при температурі до -14 градусів.

Підвищена концентрація добавок призводить до передчасного схоплювання розчину. Щоб уповільнити цей процес, застосовується сульфітно-дріжджова бражка в кількості від 1% до 3% від загальної маси розчину.

8.6. Визначення фізико-механічних характеристик розчину

Фізико-механічні властивості будівельних смішив визначаються методом випробувань згідно ДСТУБ В.2.7-239:2010 (EN 1015-1:1999, NEQ). Рухомість, водоутримувальна здатність, розшарованість розчинові суміші, міцність на стиск розчину є основними показниками якості розчинові суміші та розчину згідно з ДСТУ Б В.2.7-23. Інші властивості розчинові сумішей та розчинів визначають відповідно до вимог проекту виконання робіт. Проби для випробування розчинової суміші та виготовлення зразків відбирають до початку тужавлення розчинової суміші. Відібрана проба перед проведенням випробувань повинна бути додатково перемішана протягом 30 с. Випробування розчинової суміші повинно починатись не пізніше ніж за 10 хв після відбору проби.

Випробування розчинів виконують на зразках. Форма і розміри зразків залежно від виду випробування повинні відповідати зазначеним у таблиці 8.7.

Таблиця 8.8

Форма та геометричні розміри зразків розчину залежно від виду випробувань

Вид випробування	Форма зразка	Геометричні розміри, мм
Визначення міцності на стиск	Куб	70,7×70,7×70,7
	Призма квадратного перерізу	40×40×160

Н	Визначення міцності на розтяг при розколюванні	Куб	70,7×70,7×70,7
	Визначення міцності на згин	Призма квадратного перерізу	40×40×160
	Визначення усадки	Те саме	40×40×160
Н	Визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, морозостійкості	Куб	70,7×70,7×70,7

Примітка. При виробничому контролі розчинів, до яких одночасно ставлять вимоги щодо міцності на згин та на стиск, допускається визначати міцність розчину на стиск випробуванням половинок зразків-призм, отриманих після випробування на згин зразків-призм згідно з ДСТУ Б В 2.7-187. Середню густину розчинів допускається визначати випробуванням зразків-призм, які призначені для визначення міцності розчину.

У зимових умовах для випробування розчину з протиморозними добавками або без них відбір проб і виготовлення зразків слід проводити на місці використання або виготовлення розчину, зберігання зразків – у тих самих температурно-вологих умовах, в яких перебуває розчин, який використано при зведенні конструкцій.

8.6.1. Визначення рухомості розчинової суміші

Рухомість розчинової суміші характеризується глибиною занурення в неї еталонного конуса і вимірюється в сантиметрах. Для проведення випробування необхідно:

прилад для визначення рухомості (рис. 8/);

сталевий стрижень діаметром 12 мм, завдовжки 300 мм;

секундомір з похибкою вимірювання не більше 0,2 с;

Еталонний конус приладу виготовляють із листової сталі або з пластмаси зі сталевим наконечником. Кут при вершині повинен складати $30^{\circ} \pm 30'$.

Маса еталонного конуса зі штангою повинна складати (300 ± 2) г.

Ємкість для розчинової суміші повинна мати форму зрізаного конуса заввишки 180 мм і об'ємом не менше 3,0 л.

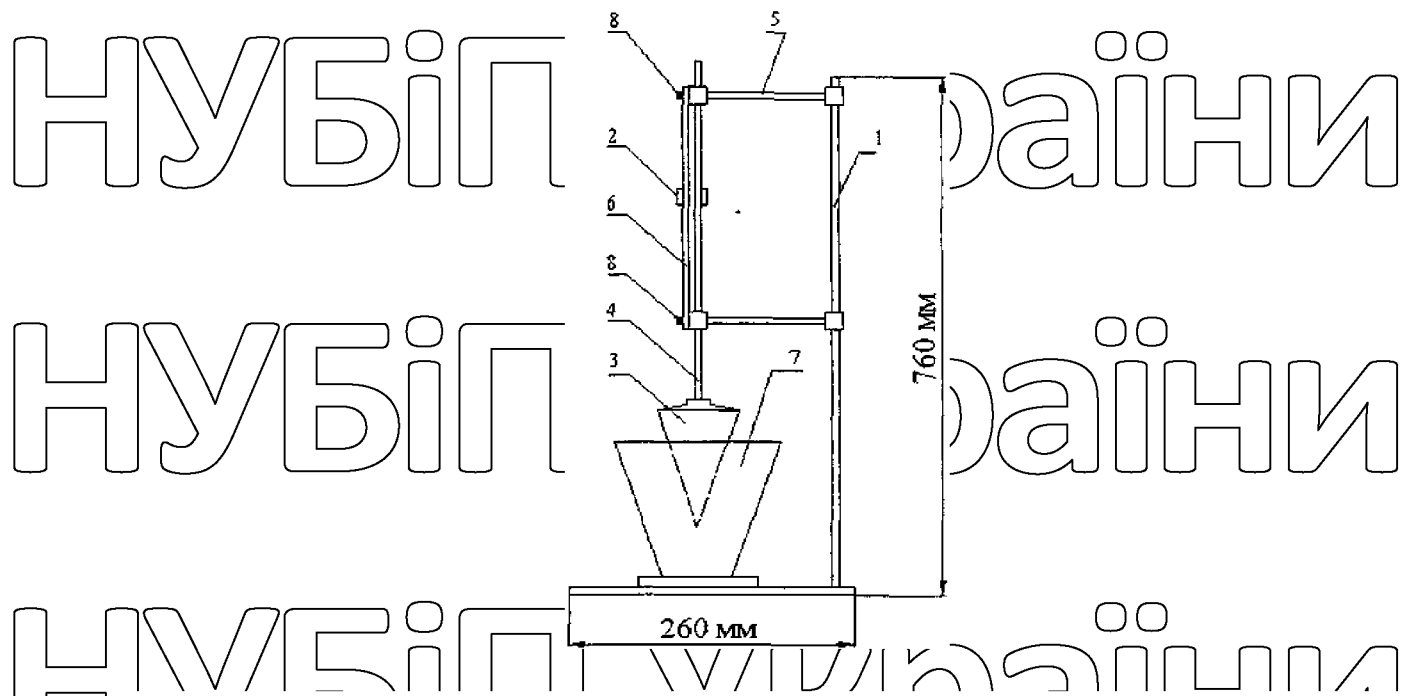


Рис. 8.1. Прилад для визначення рухомості розчинової суміші: 1 – штатив; 2 – шкала; 3 – еталонний конус; 4 – штанга; 5 – тримач; 6 – стримувальні елементи; 7 – посуд для розчинової суміші; 8 – стопорний гвинт

Глибину занурення конуса оцінюють за результатами двох випробувань на різних пробах розчинової суміші одного замісу як середнє арифметичне значення з них та округлюють до 1 см із метою встановлення марки суміші за рухомістю згідно з ДСТУ Б В.2.7-23. Різниця в показниках окремих випробувань не повинна перевищувати 20 мм. Якщо різниця виявиться більше 20 мм, випробування слід повторити на новій пробі розчинової суміші.

8.6.2. Визначення густини розчинової суміші

Середня густина розчинової суміші, г/см³, визначається відношенням маси ущільненої розчинової суміші до її об'єму. Для проведення випробування необхідно:

сталевий циліндричний посуд ємкістю 1000 ± 2 см³ (рис. 8.2);

ваги лабораторні;

сталевий стрижень діаметром 12 мм, завдовжки 300 мм;

сталеву лінійку 400 мм згідно з ДСТУ ГОСТ 427;

секундомір з похибкою вимірювання не більше 0,2 с;

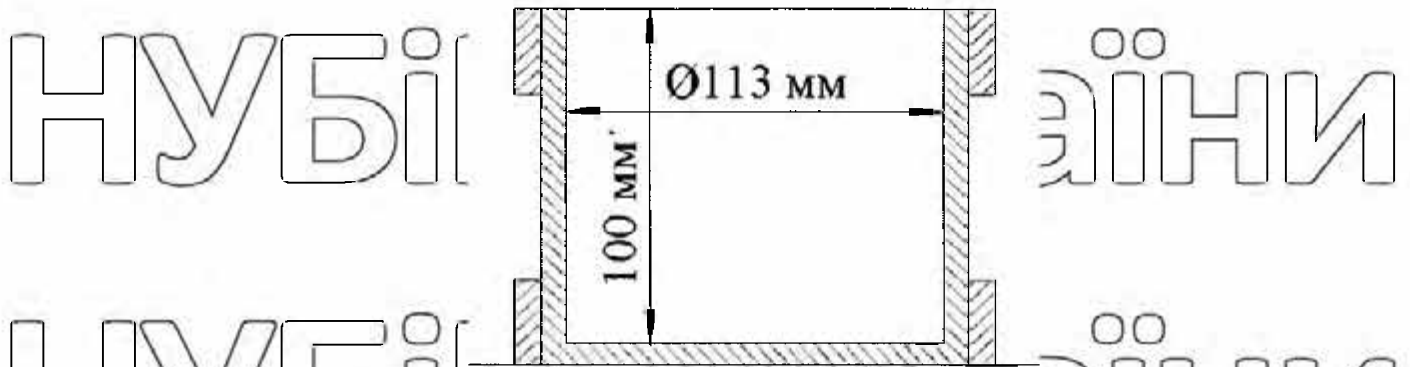


Рис. 8.2. Сталевий циліндричний посуд

Перед випробуванням циліндричний посуд попередньо зважують із похибкою до 2 г. Потім наповнюють розчиною сумішшю з надлишком. Розчинову суміш ущільнюють штикуванням сталевим стрижнем 25 разів і 5-6 кратним легким постукуванням об стіл. Поверхню ретельно вирівнюють рівно з краями посуду. Потім посуд із розчиною сумішшю зважують з точністю до 2 г. Середню густину розчинової суміші ρ , г/см³, обчислюють за формулою:

$$\rho = \frac{m - m_1}{1000}$$

де m – маса мірного посуду з розчиною сумішшю, г,

m_1 – маса мірного посуду без суміші, г.

Середню густину розчинової суміші визначають як середнє арифметичне значення результатів двох визначень середньої густини суміші з однієї проби, які повинні відрізнятися одне від одного не більше ніж на 5 % від меншого значення.

8.6.3. Визначення розшарованості розчинової суміші

Розшарованість розчинової суміші характеризує її зв'язність при динамічній дії, визначається порівнянням вмісту маси заповнювана у нижній і верхній частинах свіжо відформованого зразка розмірами (150×150×150) мм. Для проведення випробування необхідно:

форми сталеві розмірами (150×150×150) мм;

лабораторну віброплощадку;

ваги лабораторні згідно;

шафу сушильну, що забезпечує температуру (105-110) °С;

сито з комірками 0,16 мм;

деко металеве прямокутної форми з довільними розмірами;

сталевий стрижень діаметром 12 мм, завдовжки 300 мм;

сталеву лінійку згідно з ДСТУ ГОСТ 427;

секундомір з похибкою вимірювання не більше 0,2 с.

Лабораторна віброплощадка у завантаженому стані повинна забезпечувати вертикальні коливання частотою 2900 ± 100 за хвилину і амплітудою $(0,5 \pm 0,05)$ мм. Віброплощадка повинна мати пристрій, який забезпечує при вібруванні

жорстке закріплення форми з розчиною сумішшю до поверхні столу.

Суміш укладають і ущільнюють в формі для контрольних зразків розміром $(150 \times 150 \times 150)$ мм. Ущільнену розчинову суміш у формі піддають вібраційному впливу на лабораторній віброплощадці протягом 1 хв. Після вібрування верхній

шар розчинової суміші заввишки $(7,5 \pm 0,5)$ мм відбирають із форми на деко, а нижню частину зразка вивантажують із форми перекиданням на друге деко.

Відібрані проби розчинової суміші зважують з похибкою до 2 г і піддають мокрому розсіюванню на ситі з комірками 0,16 мм. Відмиті порції заповнювача переносять на чисте деко, висушують до постійної маси за температури $(105 - 110) ^\circ\text{C}$ і зважують з похибкою до 2 г.

Вміст заповнювача у верхній (нижній) частинах ущільненої розчинової суміші, V , у відсотках обчислюють за формулою:

$$V = \frac{m_1}{m_2} \times 100,$$

де m_1 – маса відмитого висушеного заповнювача з верхньої (нижньої) частини зразка, г;

m_2 – маса проби розчинової суміші, відібраної з верхньої (нижньої) частини зразка, г.

Показник розшарованості (Π), у відсотках обчислюють за формулою:

$$\Pi = \frac{\Delta V}{\Sigma V} \times 100,$$

де ΔV – абсолютна величина різниці між вмістом заповнювача у верхній і нижній частинах зразка, %;

ΣV – сумарний вміст заповнювача у верхній і нижній частинах зразка, %.

8.6.3. Визначення водоутримувальної здатності розчинової суміші

Водоутримувальна здатність визначають випробуванням шару розчинової суміші завтовшки 12 мм, викладеної на фільтрувальний папір.

Для проведення випробування необхідно:

фільтрувальний папір середньої швидкості фільтрації;

прокладки з марлевої тканини розміром (250×350) мм;

металеве кільце з внутрішнім діаметром 100 мм, заввишки 12 мм і завтовшки стінки 5 мм;

скляну пластинку розміром (150×150) мм, завтовшки 5 мм;

ваги лабораторні згідно;

секундомір з похибкою вимірювання не більше 0,2 с;

Схема приладу для вимірювання водоутримувальної здатності розчинової суміші наведена на рисунку 8.3.

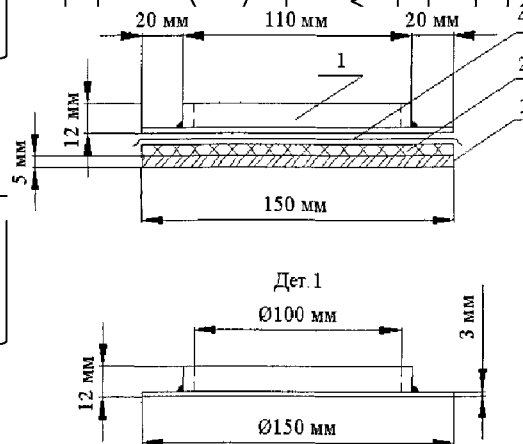


Рис. 8.3. Схема приладу для визначення водоутримувальної здатності: 1 – металеве кільце з розчиновою сумішшю; 2 – 10 шарів фільтрувального паперу; 3 – скляна пластинка; 4 – шар марлевої тканини

Перед випробуванням 10 аркушів фільтрувального паперу зважують із похибкою 0,1г, викладають на скляну пластинку, зверху накладають прокладку з марлевої тканини, встановлюють металеве кільце і ще раз зважують. Ретельно перемішану розчинову суміш укладають рівно з краями металевого кільця,

вирівнюють, зважують і залишають на 10 хв. Металеве кільце з розчиноюю сумішшю обережно знімають разом із марлею. Фільтрувальний папір зважують з похибкою до 0,1 г. Водоутримувальну здатність розчиноюї сумішшю, V , обчислюють вираженим у відсотках вмістом води в пробі до і після експерименту за формулою:

$$V = \left(100 - \frac{m_2 - m_1}{m_4 - m_3} \times 100 \right),$$

де m_1 – маса фільтрувального паперу до випробувань, г;

m_2 – маса фільтрувального паперу після випробувань, г;

m_3 – маса приладу без розчиноюї сумішшю, г;

m_4 – маса приладу з розчиноюю сумішшю, г.

Водоутримувальну здатність розчиноюї сумішшю визначають двічі для кожної проби та обраховують як середнє арифметичне значення результатів двох визначень, які відрізняються між собою не більше ніж на 20 % від меншого значення.

8.6.4. Визначення розчиноюї сумішшю на стиск

Міцність розчину на стиск повинна визначатись на зразках-кубах розмірами (70,7×70,7×70,7) мм у віці, який встановлено у стандарті або технічних умовах на даний вид розчину. На кожний термін випробувань виготовляють три зразка. Для проведення випробувань необхідно:

рознімні сталеві форми з піддоном і без піддону,

прес гідравлічний;

штангенциркуль згідно з ДСТУ;

стрижень сталевий діаметром 12 мм, завдовжки 300 мм;

шпатель (рис. 8.4);

годинник.

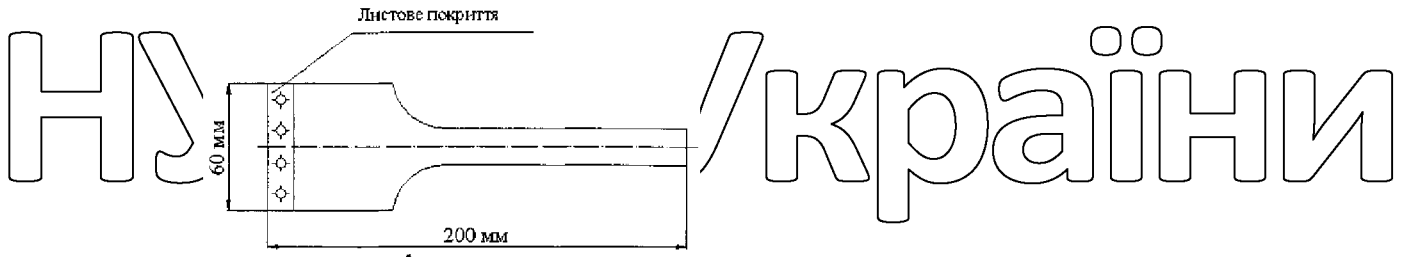


Рис. 8.4. Шпатель для ущільнення розчинової суміші

Зразки з розчинової суміші рухомістю до 5 см повинні виготовлятися у формах із піддоном. Форму заповнюють розчином у два шари. Ущільнення шарів розчинової суміші в кожному відділенні форми виконують 12 натисками шпателя. Надлишок розчинової суміші зрізають рівно з краями форми змоченою водою сталевую лінійкою та загладжують поверхню. Форму встановлюють на цеглу, покриту газетним папером, змоченим водою. Розмір паперу повинен бути таким, щоб він закривав бічні грані цеглини. Цеглини перед ущільненням повинні бути притерті вручну одна об одну для усунення різких нерівностей. Цеглину застосовують керамічну звичайну вологістю не більше 2% і водопоглинанням (10–15) % за масою.

Зразки звільняють з форми через 1 добу після укладання розчинової суміші. Зразки, міцність яких через 1 добу недостатня для розналюблення їх без пошкодження, допускається звільняти з форми через (48 ± 2) год.

Після звільнення із форм зразки повинні зберігатись за температури $(25 \pm 10)^\circ\text{C}$. Перед випробуванням на стиск зразки заміряють штангенциркулем з похибкою не більше 1%. Шкалу преса вибирають за умови, що очікуване значення руйнівного навантаження в інтервалі (20–80) % від максимального навантаження, що допускається обраною шкалою. Навантаження зразків виконують безперервно зі швидкістю, яка забезпечує зростання розрахункового навантаження, але не більше 0,6 МПа/с. Досягнуте в процесі випробування зразка максимальне зусилля приймають за величину руйнівного навантаження. Границю міцності розчину на стиск, R , обчислюють для кожного зразка з похибкою до 0,01 МПа (0,1 кгс/см²) за формулою:

$R = \frac{P}{S}$,
де P – руйнівне навантаження, Н;
 S – робоча площа перерізу зразка, см².

8.6.5. Визначення середньої густини розчину

Середню густину розчину визначають випробуванням зразків-кубів із ребром 70,7 мм, виготовлених із розчинової суміші робочого складу, або пластин розміром (50×50) мм, що взяті зі швів конструкцій. Товщина пластин повинна відповідати товщині шва. Для проведення випробувань використовують:

ваги технічні;
шафу сушильну, що забезпечує сушіння за температури (105–110) °С;
штатгенциркуль згідно з ДСТУ;
ексикатор;

Середню густину розчину визначають випробуванням зразків у стані природної вологості або нормованому вологому стані: сухому, повітряно-сухому, нормальному, водонасиченому.

При визначенні середньої густини розчину в нормальних вологих умовах зразки зберігають 28 діб у камері нормального зберігання, ексикаторі або іншій герметичній посудині за відносної вологості повітря не менше 95% і температури (20 ± 5) °С. Середню густину розчину, ρ_{ω} , обчислюють з похибкою до 1 кг/м³ за формулою:

$\rho_{\omega} = \frac{m}{V}$,
де m – маса зразка, кг;
 V – об'єм зразка, м³.

Середню густину розчину при нормованому вологому стані, ρ_n , обчислюють за формулою:

$\rho_n = \rho_{\omega} \frac{1 + \frac{W_H}{100}}{1 + \frac{W_M}{100}}$,

де ρ_{ω} – середня густина розчину при вологості W_M , кг/м³;

WM – нормована вологість розчину, %;

WM – вологість розчину в момент випробування.

8.6.5. Визначення вологості розчину

Вологість розчину визначають випробуванням проб, отриманих:

подрібненням зразків після їх випробування на міцність;

з готових виробів або конструкцій.

Для проведення випробування застосовують:

ваги лабораторні;

шафу сушильну, що забезпечує сушіння за температури (105–110)°С;

ексикатор;

деко металеве прямокутної форми з довільними розмірами;

годинник.

Підготовлені проби або зразки зважують, після чого розміщують у

сушильній шафі і висушують до постійної маси за температури (105-110) °С.

Перед повторним зважуванням зразки охолоджують в ексикаторі або в сушильній шафі до кімнатної температури. Зважування виконують з похибкою

до 0,1 г. Вологість розчину за масою, WM, у відсотках обчислюють з похибкою

до 0,1 % за формулою:

$$W_M = \frac{m_b - m_c}{m_c} \times 100,$$

де m_b – маса зразка розчину до сушіння, г;

m_c – маса зразка розчину після сушіння, г.

Вологість розчину за об'ємом, W_0 , у відсотках обчислюють з похибкою до

0,1 % за формулою:

$$W_0 = \frac{W_M \rho_0}{\rho_b},$$

де ρ_0 – середня густина сухого розчину, кг/м³;

ρ_b – густина води, прийнята за 1000 кг/м³;

WM – вологість розчину за масою, %.

8.6.6. Визначення морозостійкості розчину

Морозостійкість будівельного розчину визначають тільки у випадках, обумовлених у проекті. Розчини на морозостійкість випробовують шляхом багаторазового попереминого заморожування зразків-кубів із ребром 70,7 мм у насиченому водою стані за температури мінус (15–20) °С і відтаювання їх у воді за температури (15–20)°С. Для проведення випробувань застосовують:

- камеру морозильну з примусовою вентиляцією і автоматичним регулюванням температури в межах мінус (15–20) °С;

- ємкість для насичення зразків водою з приладом, що забезпечує підтримку температури води в посудині в межах (15-20)°С;

- форми для виготовлення зразків;

- сталеву лінійку 400 мм згідно з ДСТУ;

Зразки повинні бути випробувані на морозостійкість у 28-добовому віці після витримання у камері нормального тверднення. Зразки слід заморожувати в морозильній камері, яка забезпечує можливість охолодження камери зі зразками і підтримання в ній температури мінус (15–20)°С.

Тривалість одного заморожування повинна бути не менше 4 год. Зразки після вивантаження з морозильної камери повинні відтавати за температури (15–20)°С протягом не менше 3 год. Морозостійкість за втратою міцності на стиск зразків при попереминому заморожуванні і відтаванні визначають шляхом порівняння міцності основних і контрольних зразків у насиченому водою стані.

Втрату міцності зразків, Δ , у відсотках обчислюють за формулою:

де $R_{\text{контр}}$ – середнє арифметичне значення міцності на стиск контрольних зразків, МПа (кгс/см²);

$R_{\text{осн}}$ – середнє арифметичне значення міцності на стиск основних зразків після випробування їх на морозостійкість, МПа (кгс/см²).

Втрату маси зразків, M , у відсотках обчислюють за формулою:

де m_1 – маса насиченого водою перед випробуванням на морозостійкість, г;

m_2 – маса зразка після випробування на морозостійкість, г;

m_1 – маса насиченого водою перед випробуванням на морозостійкість, г;

m_2 – маса зразка після випробування на морозостійкість, г;

m_2 – маса насиченого водою зразка після випробування на морозостійкість, г.

Висновки:

1. Якість розчину безпосередньо впливає на довговічність та міцність кладка, крім якісних характеристик кладочних матеріалів - цегли, газобетону, піноблоків, керамічних блоків тощо.

2. Класифікація будівельних розчинів розподіляється за призначенням та застосуванням. Розчини класифікуються:

- за призначенням;

- за **видом в'язучої речовини** (вапно, цемент, глина, гіпс);

- за **видом заповнювачів** (дрібні, середні, великі);

- за **міцністю при стиску** (марки: М4, М10, М25, М50, М75, М150, М200);

- за **морозостійкістю** (марки F10, F15, F25, F35, F50, F75).

3. Відповідно ДСТУ Б В.2.7-114-2002 основними показниками якості розчинової суміші є:

рухомість; середня густина; розширюваність; водовідділення; водотримувальна здатність.

4. Застосування розчинів залежить від функціонального призначення та умов проектуємого об'єкта.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

9. ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

<i>Характеристика джерела</i>	<i>Бібліографічний опис</i>
	1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с
	2. ДБН Б.2.2-12:2018 Планування і забудова територій ²² . К.: Мінрегіонбуд України. 2018. 179 с.
	3. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування в будівництві. К.: Мінбуд України. 2008. – 74 с.
	4. ДБН В.2.3-5-2001. Споруди транспорту. Вулиці та дороги населених пунктів. К.: Мінбуд України. 2001. – 50 с.
	5. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014 р.
	6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи. К.: Мінбуд України. 2006.
	7. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінбуд України. 2009.
<p>Нормативні документи</p>	8. ДСТУ Б 6.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінбуд України. 2010.
	9. ДСТУ Б 760:2006. Прокаг арматури. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.
	10. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України. 2006. – 15 с.

11. ДСТУ Б А.2.4-15:2008. СПДБ. Антикорозійний захист конструкцій будівель та споруд. К.: Мінбуд України, 2008. – 10 с.

12. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).

13. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.

14. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).

15. ДСТУ Б 6.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2010.

16. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінбуд України, 2016. – 67 с.

17. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. К.: Мінбуд України, 2009. – 44 с.

18. ДБН А.3.1-7-96. Управління, організація і технологія. Виробництво бетонних та залізобетонних виробів. К.: Мінбуд України, 1996.

19. Основи проектування промислових будівель : навч. посіб. Галина Вячеславівна Гетун. – К. : Кондор, 2003. – 210 с.

НУБІП

- два автори

20. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства: монографія / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін. – Київ : «Основа», 2007. – 617 с.;

НУБІП

21. Сердюк В. Р. Розробка проєкту виконання робіт для будівельного об'єкта. Навчальний посібник / В. Р. Сердюк, Т. Г. Ровенчак – Вінниця : ВДГУ, 2002

НУБІП

- група авторів

22. Технологія будівельного виробництва. Підручник/В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430с.

НУБІП

23. Сучасні технології в будівництві: Підручник /О.І. Менеїлюк, В.С. Дорофєєв, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менеїлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550с.

24. Жван В. Д. Зведення і монтаж будівель і споруд : навч. посібник /В.Д. Жван, М.Д. Помазан, О.В. Жван – Х.: ХНАМГ, 2011. – 395с.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України