

НУБІП України

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

22.05 – КМР. 204 “С” 2022.02.04. 007 ПЗ

ЦЕРИ ВАСИЛЯ СЕРГІЙОВИЧА

2023 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Додаток В

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

НУБІП України

УДК 624.04:125.2(477.62)

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету (Директор ННІ)

конструювання та дизайну

(назва факультету (ННІ))

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

(назва кафедри)

НУБІП України

(підпис)

Ружи́ло З.В.

(ПІБ)

“ ” травня 2023 р.

(підпис)

Баку́лін Є.А.

(ПІБ)

“ ” травня 2023 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Проектування офісно-торгівельного центру у Львівській області

Спеціальність

192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

освітньо-наукової програми 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова програма

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

канд. техн. наук

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Фесенко Олег Анатолійович

(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

д.т.н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Яковенко Ігор Анатолійович

(ПІБ)

Виконав

Цера Василь Сергійович

(підпис)

(ПІБ студента)

КИЇВ – 2023

Додаток Д

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ
Факультет (НИІ) _____ конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва
кандидат технічних наук, доцент
Бакулін Є.А.
“ _____ ” _____ 2023 року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Цері Василю Сергійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність _____ 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Освітня програма:
освітньо-наукова програма 192 – будівництво та цивільна інженерія
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ освітньо-наукова програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи

Проектування офісно-торгівельного центру у Львівській області

затверджена наказом ректора НУБіП України від “04” лютого 2022 р. №204 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____ 05 травня 2023 року
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Необхідно запроєктувати офісно-торгівельний центр у Львівській області (м. Самбір). Навести інженерно-геологічну будову майданчика, генеральний план, архітектурно-планувальне рішення, архітектурно-

конструктивне рішення, оздоблення будівлі, вертикальне планування, протипожежні заходи, інженерне обладнання будинку, теплотехнічний розрахунок стіни. Виконати аналітичний розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття, фундаменту та кроквяних конструкцій покриття. Навести основні заходи щодо забезпечення охорони праці на будівельному майданчику.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Виконати детальний аналітичний огляд причин та механізмів появи та утворення тріщин в елементах бетонних та залізобетонних конструкцій.
2. Виявити дійсні причини появи пошкоджень і тріщин у бетоні та залізобетоні.
3. Запропонувати класифікацію мікротріщин та тріщин за типами та за структурою бетону.
4. Обґрунтувати макроскопічне зображення тріщин у залізобетонних елементах.
5. Навести характеристики мікротріщин, які корелюють з типом напружень, що виникають у пошкодженому залізобетонному елементі.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, повздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів
2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих залізобетонних конструкцій: залізобетонної плити перекриття за граничними станами першої групи, фундаменту стаканного типу на зріз, продавлення, позацентровий стиск; виконати розрахунок покриття будівлі.
3. Будівельний генеральний план, технологічна карта на влаштування металочерепиці, календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання “ ” лютого 2023 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи
НУБІП України
доктор технічних наук, професор,
професор кафедри будівництва НУБІП України /Л.А. Яковенко/

Завдання прийняв до виконання
НУБІП України
студент 6 курсу БІД
денної форми навчання /В.С. Цера/

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

ЗМІСТ

НУБІП України

1. Аналітичний огляд.....

1.1. Огляд-аналіз причин та механізмів появи та утворення тріщин в елементах бетонних та залізобетонних конструкцій.....

НУБІП України

1.2. Механізм утворення тріщин бетонних композитів та основні поняття пов'язані з цією проблемою.....

2. Науково-дослідний розділ.....

2.1. Причини появи пошкоджень і тріщин у бетоні та залізобетоні.....

НУБІП України

2.2. Типи мікротріщин і тріщин.....

2.3. Тріщини у структурі бетону.....

2.4. Тріщини у залізобетонних конструкціях.....

2.4.1. Макроскопічне зображення тріщин у

НУБІП України

залізобетонних елементах.....

2.4.2. Характеристики мікротріщин, які корелюють з

типом напружень, що виникають у пошкодженому

залізобетонному елементі.....

2.5. Висновки за розділом 2.....

НУБІП України

3. Архітектурний розділ.....

3.1. Вихідні дані до проектування.....

НУБІП України

3.2. Інженерно-геологічна будова майданчика.....

3.3. Генеральний план.....

3.4. Архітектурно-планувальне рішення.....

3.5. Архітектурно-конструктивне рішення.....

НУБІП України

3.6. Оздоблення будівлі.....

3.7. Вертикальне планування.....

3.8. Озеленення.....

3.9. Протипожежні заходи.....	НУБІП України
3.10. Інженерне обладнання будинку.....	НУБІП України
3.11. Теплотехнічний розрахунок стіни.....	НУБІП України

4. Розрахунково-конструктивний розділ.....

4.1. Розрахунок армування монолітного перекриття цокольного поверху.....	НУБІП України
4.2. Розрахунок крокви покриття.....	НУБІП України

5. Основи та фундаменти.....

5.1. Розрахунок та конструювання фундаменту.....	НУБІП України
5.2. Збір навантажень на обріз фундаменту.....	НУБІП України

5.3. Визначення назв шарів ґрунту за фізичними характеристиками.....

5.4. Визначення розмірів фундаменту в перерізі 1-1.....	НУБІП України
5.5. Визначення розмірів фундаменту у перерізі 2-2.....	НУБІП України
5.6. Розрахунок фундаменту на продавлювання.....	НУБІП України

5.7. Конструювання фундаменту.

Визначення необхідної кількості арматури.....

6. Організація будівельного виробництва.....	НУБІП України
--	---------------

6.1. Підрахунок об'ємів робіт та трудомісткості.....

6.2. Підбір крану для подачі крокв.....

6.3. Техніка безпеки при влаштуванні даху.....	НУБІП України
6.4. Допустимі та граничні відхилення дерев'яних конструкцій від проектного положення і проектних розмірів.....	НУБІП України

7. Технологія будівельного виробництва.....

7.1. Технологія влаштування покрівлі з металочерепиці.....	НУБІП України
7.2. Вимоги до якості і приймання робіт.....	НУБІП України

НУБІП України

8. Охорона праці.....

8.1 Аналіз шкідливих та небезпечних факторів.....

8.2 Електробезпека на будівельному майданчику.....

8.3. Узагальнена характеристика стану охорони праці

під час будівництва.....

НУБІП України

Висновки до кваліфікаційної роботи магістра.....

Перелік використаної літератури.....

НУБІП України

Додатки.....

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

1. Аналітичний огляд

НУБІП України

1.1. Огляд-аналіз причин та механізмів появи та утворення тріщин в елементах бетонних та залізобетонних конструкцій

НУБІП України

Одне з головних завдань сучасного матеріалознавства у галузі будівництва – це проектування та зведення будівель та інженерних споруд таким чином, щоб досягти найбільшої можливої безпеки конструкції із мінімальними фінансовими витратами.

НУБІП України

Властивості бетонних матеріалів, у тому числі їхня довговічність, в основному визначаються конструкційними факторами взаємозв'язків між мікро- та макроструктурою матеріалу. Тріщини і порожнини належать до двох основних форм пошкодження бетонної конструкції, які можуть:

НУБІП України

- зменшити несучу здатність і герметичність конструкції;
- призводять до того, що елемент конструкції втрачає свою жорсткість і перестає працювати як повний поперечний переріз залізобетонної конструкції [1];

НУБІП України

- призводять до збоїв і катастроф у будівельних конструкціях;
- збільшення вуглецевого сліду бетону та споживання енергії в результаті повного руйнування (внаслідок пошкоджень і тріщин) і необхідність будівництва нової конструкції з використанням неекологічного та енерговитратного цементного в'язучого [2].

НУБІП України

З цих причин знання та розуміння явищ, які спричиняють утворення тріщин у залізобетонних конструкціях і вказівка місць їхнього найбільшого виникнення має велике значення в багатьох відношеннях [3].

НУБІП України

Це теж важливо щоб визначити, як ідентифікувати ці матеріальні розриви в структурних елементах, щоб їхнє подальше поширення можна ефективно пригнічувати, таким чином захищаючи бетон – і, отже, структуру, яку він формує, – від їх прогресуючого руйнування [4].

Робота містить поглиблений огляд питань, пов'язаних із формуванням і розвитком пошкоджень і розтрискуванням у структурі бетонних композитів [5].

Основну увагу зосереджено на причинах утворення тріщин та характеристичі їхніх основних видів.

Також виконаний огляд-аналіз найбільш часто використовуваних методів виявлення та аналіз форми мікротріщин і діагностика траєкторії їхнього поширення. Виконаний ретельний аналіз існуючої літератури щодо форми утворення та поширення тріщин у бетонних елементах і залізобетонних елементах конструкцій, які посилені м'якими арматурами.

На основі проведених досліджень було встановлено, що у літературі немає точної характеристики поширення тріщин у залізобетонних елементах у залежності від виду навантажень існуючих в структурі. Крім того, не знайдено жодної інформації щодо природи мікротріщин бетону за типом напружень, які призвели до їхнього виникнення.

Для цього в області залізобетонних елементів тріщини, морфології і траєкторії поширення тріщини в залежності від навантажень і напружень, що виникають в їхній структурі було виділено декілька груп. Крім того, на основі досліджень [2, 12-14] у мікроструктурі пошкоджених бетонних елементів, що

піддаються розтягу, зсуву та крученню, три різні морфологічні зображення траєкторій поширення мікротріщин, що відбуваються у виділено структуру матеріалу.

Завдяки цим новим аналізам, які раніше не описані у тематичній літературі, це так можна пов'язати зображення мікроструктурного аналізу з зображеннями руйнування повнорозмірні залізобетонні конструктивні елементи. Такі знання можуть бути корисними під час виконання діагностики макроскопічних пошкоджень залізобетонних конструкцій, коли це необхідно визначити причину появи тріщин або пошкоджень і коли немає точної або однозначної даних про випадок, який стався.

На цьому етапі, однак, слід зазначити, що у сучасних бетонних конструкціях бетон армування або зміцнення зон розтягування або зсуву

також можна виконати за допомогою матеріалів, відмінних від традиційної арматурної сталі. Різні види композиційних матеріалів або волокна використовуються для цієї мети.

У науковій літературі численні приклади представлення можна знайти такі переваги використання таких матеріалів, як:

- полімерні композити, армовані скловолокном (GFRP) [5, 6];
- композитні матеріали, армовані вуглецевим волокном (CFRP) [7].

1.2. Механізм утворення тріщин бетонних композитів та основні

поняття пов'язані з цією проблемою

Слід зазначити, що утворення та розповсюдження тріщин у бетонних і залізобетонних конструкціях є досить поширеним явищем. Можна сказати, що вони є як природною властивістю бетону, так і невід'ємною частиною його структури [8]. Крім того, було помічено, що мікроструктура бетону містить величезну кількість мікротріщин до будь-якого навантаження [9].

Через відмінності властивостей між заповнювачем і цементним тістом, а також усадкою і термічними навантаженнями, перші дефекти з'являються у бетоні ще до того, як у зонах буде застосовано навантаження контакту включень із бетонною матрицею [10].

Згідно з роботою [11], тріщиноутворення у бетонних конструкціях залежить від механічної взаємодії між заповнювачами (гравій або щебінь) і цементною матрицею.

Спочатку пошкодження у вигляді мікротріщин настільки малі, що їх виявлення або аналіз можливий лише за допомогою сучасних методів виявлення [12].

У більшості випадків поява тріщин у залізобетонній конструкції є типовим явищем, і лише в окремих випадках воно свідчить про можливість перевищення несучої здатності конструкції та викликає обґрунтовані побоювання [13].

Тим не менш, тріщини є поширеним типом структурних пошкоджень, які загрожують здоров'ю бетонних будівель (наприклад, доріг, мостів, тунелів і дамб). Виникнення тріщин в конструкції значно знижує герметичність бетону і тим самим погіршує його довговічність.

Надмірне і неконтрольоване розтріскування елемента конструкції може викликати як корозію, так і ослаблення адгезії наявної в ньому арматури. Теж видно, що тріснув конструкції негативно впливають на естетичність і, в деяких крайніх випадках, можуть викликати дискомфорт у людей, які перебувають у такій будівлі або споруді.

Вищевказані факти дають підстави стверджувати, що утворення та поширення мікротріщин спричиняє незворотні негативні зміни в структурі бетону, а саме [14]:

- утворення пустот;
- зменшення робочого перерізу елементів конструкції;
- розсіювання енергії у вигляді тепла і механічних коливань;
- поява нових поверхонь.

Тому, незважаючи на те, що утворення тріщин у залізобетонних елементах є звичайним або навіть природним симптомом експлуатації конструкції, воно вимагає досконалого знання етіології утворення тріщин. У деяких випадках структурні тріщини можуть бути результатом тривожних явищ, реакція на які запобігла б виникненню аварійних станів.

Процес пошкодження конструкції, одного разу розпочавшись у процесі збільшення зовнішніх навантажень, викликає внутрішні накопичення дефектів у вигляді мікротріщин і субмікротріщин, які іноскулюються, утворюючи все більші ланцюги тріщин, що закінчується повним руйнуванням усієї бетонної конструкції. Глибоке знання процесів розтріскування, що відбуваються в елементах, виготовлених з бетону має важливе значення для розуміння руйнування та механізмів руйнування бетонного композиту [15].

Тріщини – це часткова форма пошкодження матеріалу вже відбулося, і, аналіз механізму руйнування бетону без урахування наявності мікротріщин у його структурі є принципово хибним.

Наявність мікротріщин і неоднорідність бетону зумовлюють нерівномірний розподіл напружень і деформацій в бетонних елементах. Крім того, початкові мікротріщини (див. Розділ 2, п. 2.1), обмежуючи робочий поперечний переріз, призводять до того, що міцність бетону, отримана на практиці, є нижчою за теоретичну міцність, а також спричиняє ширший діапазон коливань.

З цих причин причини виникнення тріщин і їх тип повинні бути відомі, інвентаризація та моніторинг розвитку цих пошкоджень повинні проводитися особливо ретельно, оскільки вони визначають ступінь критичного напружено-деформованого стану в межах бетонної структури.

Знання цього може мати вирішальне значення в оцінці безпеки діючого об'єкта. Тому на початку слід представити короткий опис основних дефектів, що виникають в бетонній конструкції, і понять, тісно пов'язаних з цим питанням.

Тріщина – це реальний дефект матеріалу, який характеризується певним розміром і формою. Тріщина є розривом у структурі матеріалу і виникає на поверхнях, де не діють сили атомних зв'язків. У ненавантаженому стані поверхні тріщин можуть стикатися одна з одною, а в навантаженому відкриватися або зміщуватися одна проти одної.

Тріщини можуть проникати в елемент, можуть існувати всередині нього або частково проникати в матеріал. Радіус дна тріщини (r) завжди відрізняється від нуля, оскільки навіть у крайніх випадках вона близька до відстані між атомами (рис. 1, *a*) [16].

Початкова стадія утворення перших дефектів мікроструктури бетону називається зародженням тріщин. Більш детально ця проблема та основні причини мікротріщин і тріщин у бетоні розглянуті в розділі 2.

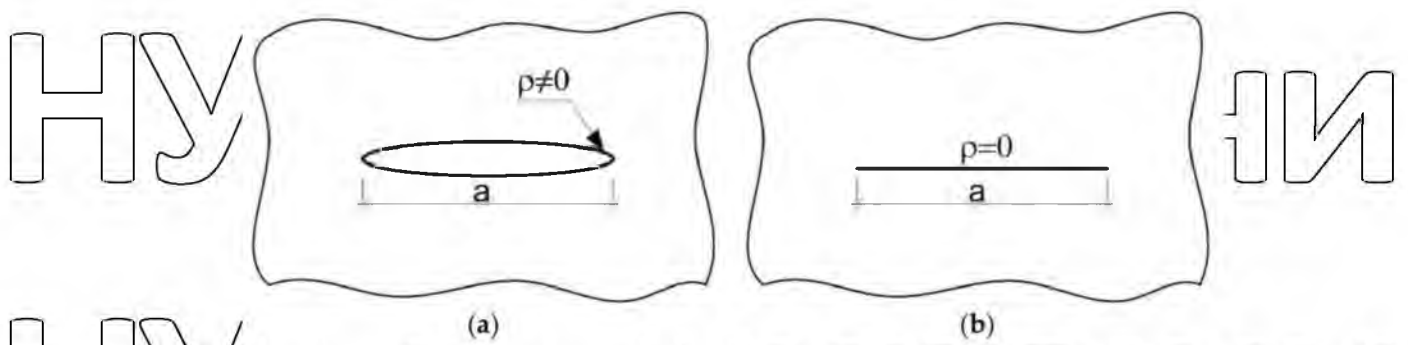


Рис. 1.1. Діаграми дефектів матеріалу у бетоні [16]

a – тріщина, b – розрив

З іншого боку, розрив – це реальна модель тріщини, створена для визначення в'язкості матеріалів до руйнування. Зазор, як математична модель тріщини, має нульовий радіус ρ зірочки на вершині (рис. 1.1, б) [16].

Також передбачається, що поверхні у невантаженому зазорі є плоскими і що його фронт має правильну форму, найчастіше у вигляді прямої лінії. Такі припущення, які суттєво не відрізняються від реальних умов, дозволяють проводити чіткі та однозначні розрахунки. У разі елементів, що підлягають комплексу

Напружені стани, три діаграми використовуються для опису того, як відбувається навантаження через елемент із зазором, які називаються моделями розтріскування. Їх опис і формули, необхідні для визначення в'язкості руйнування матеріалу для моделей розтріскування I, II і III, доступні в численних публікаціях у цій тематиці [17 та ін.].

Однак, у зв'язку з тим, що діаграми, які показують поширення первинної тріщини в залежності від типу навантаження і приписаної їй моделі розтріскування, є стандартними і детально описані в літературі, так само як і формули, які є основою для вимірювань розтріскування, опір бетонних елементів, ці питання не включені в статтю нижче. Детальну інформацію щодо визначення стійкості до розтріскування бетонних елементів для різних моделей розтріскування можна знайти, зокрема, у роботі [18].

У бетонних елементах внутрішні матеріальні тріщини, це тріщини, мікротріщини та субмікротріщини, які відрізняються шириною розкриття. Детальна розбивка тріщин з урахуванням цих та інших особливостей представлена в розділі 2, п.2.2.

Тріщина – це розрив матеріалу шириною до 1,0 мм, який характеризується тим, що його третій розмір (отвір) набагато менший за інші (довжина і глибина). Однак, дивлячись на структуру тріщин, вони є не що інше, як первинна або вторинна відсутність когезії в контактах суміжних частинок скелета матеріалу.

З іншого боку, мікротріщини характеризуються як розриви матеріалу шириною не більше 0,1 мм. На практиці вважається, що це найменші тріщини, які ще можна побачити неозброєним оком, або найменші видимі тріщини, помічені під оптичним мікроскопом. Поверхнева щільність мікротріщин коливається від 0,04 до 0,14 мм/мм² [20].

На думку авторів [20], у бетоні також можна виділити пошкодження у вигляді субмікротріщин. Такі випробування виконуються за допомогою скануючого електронного мікроскопа (SEM) при збільшенні щонайменше в 1250 разів у випадку тріщин з ширина більше 2,5 мкм або при мінімальному збільшенні в 2500 разів при оцінці менших тріщин.

Субмікротріщини можна спостерігати в цементній пасті, в зоні фази цементної матриці (тобто гідроксиду кальцію (СН) і гідрату силікату кальцію (С-С-Н)) і в зонах контакту між зернами піску і матрицею в розчині.

Поверхнева щільність субмікротріщин більш ніж у 10 разів перевищує щільність мікротріщин [20].

Початкова стадія утворення перших дефектів мікроструктури бетону називається зародженням тріщин. Більш детально ця проблема та основні причини появи мікротріщин і тріщин в бетоні розглянуті в розділі 2, п.2.1.

Перші мікротріщини та субмікротріщини, які є джерелом мікротріщин у матеріалі і виникають до прикладання навантажень, називають початковими мікротріщинами.

Такими початковими пошкодженнями в процесі розтріскування бетону найчастіше є [21]:

- локальні розриви;
- порушення когезії матеріалу;
- пошкодження в суцільному середовищі у результаті локальних перевищень міцності.

На наступному етапі початкові мікротріщини під впливом зовнішніх факторів (підвищення навантаження, температури тощо) або внутрішніх факторів (наприклад, слабкі зв'язки між компонентами бетонного композиту)

[22] збільшуються, поширюються і з'єднуються з прилеглими дефектами, мікротріщинами або порами [22].

Ця стадія процесу накопичення дефектів при локальному підході називається розповсюдженням мікротріщин. У свою чергу, розвиток і зростання тріщин по відношенню до всього об'єму досліджуваного пошкодженого бетонного елемента є так званим процесом руйнування [23].

Процес крихкого руйнування, тобто збільшення довжини накопичених просторових мікротріщин, зазвичай є динамічним, необоротним явищем із катастрофічними наслідками.

Це пов'язано з тим, що на розвиненій стадії процесу руйнування композиту створюється розгалужена система мікротріщин і тріщин, яка після досягнення певного рівня внаслідок зовнішнього навантаження призводить до повного розпаду його структури.

Процес розвитку пошкодження та руйнування цементних композитів під навантаженням може бути використаний у вивченні поведінки пошкодження бетону [24].

Спочатку після виникнення в бетонній конструкції так званого першого рівня критичних напружень (σ_{22}^I) виникають прості мікротріщини. За різними даними значення напруги, які ініціюють цей процес, коливаються між бл. 20% і бл. 50% міцності матеріалу на стиск (f_c) [25, 26].

З прогресуючим навантаженням і накопиченням енергії, що передається ззовні бетонним елементом, напруження у структурі матеріалу зростають. Це призводить до зміни характеристик внутрішніх мікротріщин.

У структурі матеріалу послідовно розвиваються прямі мікротріщини, а потім у якийсь момент з'являються крильчасті мікротріщини (див. розділ 2, п 2.2). Ця стадія свідчить про швидке руйнування матеріалу.

Визначник, який показує, коли у процесі руйнування відбудеться фактичне, а ще не реальне руйнування елемента конструкції, визначається так званим другим рівнем критичних напружень (σ_{22}^I) [25].

Цей показник є точкою на кривій зростання напружень, за якою в результаті глобального розвитку процесів руйнування бетону розривається внутрішні зв'язки між компонентами бетонного композиту.

У такій ситуації момент руйнування даного елемента є лише справою часу, і фізично зупинити такий процес неможливо [25]. Рівень напружень σ_{22}^II відповідає кінцевій міцності матеріалу в межах 70–90%. Схема прогресивного процесу руйнування бетонного елемента з урахуванням обох рівнів критичних напружень наведена на рис. 1.2.

Проте на основі [24] у табл. 1.1 наведено основні фактори (матеріальні, технологічні та експлуатаційні), що впливають на рівні критичних напружень і процес руйнування звичайного бетону.

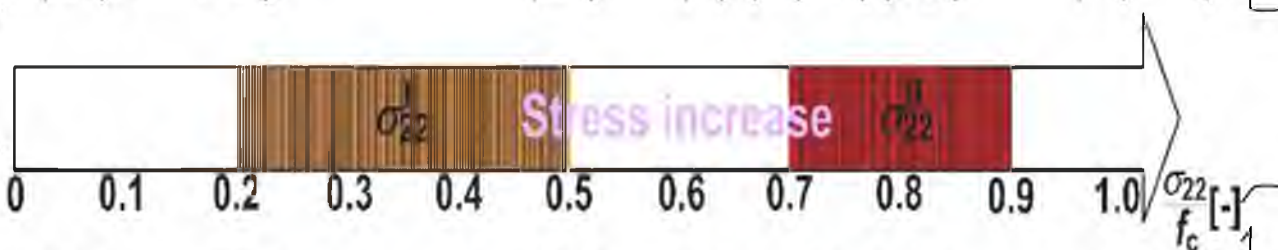


Рис. 1.2. Діапазони рівнів критичних напружень σ_{22}^I та σ_{22}^II у звичайному

бетоні під впливом різних матеріальних, технологічних та експлуатаційних факторів (та [26])

Основні матеріальні, технологічні та експлуатаційні фактори,
що впливають на рівні критичних напружень
і процес руйнування рядового бетону (за [26])

№	Група аналізованих факторів	Типи аналізованих факторів
1	матеріал	<ul style="list-style-type: none"> тип заповнювача; максимальний розмір зерна заповнювача; загальна оцінка
2	технологічні	<ul style="list-style-type: none"> нормальні тепловологісні умови лікування; низька або мінусова температура під час затвердіння; термічна обробка паром низького тиску; термічна обробка в мікрохвильовому полі
3	експлуатаційні	<ul style="list-style-type: none"> вологомісткість; вік; змащування мінеральним маслом

Поширення тріщини в бетоні аналізується механікою руйнування [27–29]. Її головна мета полягає у тому, щоб визначити, чи можна все ще використовувати елемент заданої форми з заданим станом початкової тріщини та під заданим навантаженням. У рамках механіки руйнування також аналізуються спосіб розвитку тріщин у матеріалі, напрямки поширення тріщини, вплив навколишнього середовища на процес руйнування та поведінка структур, що містять дефекти [27–29].

2. Науково-дослідницький розділ

2.1. Причини появи пошкоджень і тріщин у бетоні та залізобетоні

Тріщини, що виникають у бетоні, можна класифікувати за різними критеріями завдяки [30 та ін.]:

- причина появи тріщини;
- розташування у структурі бетону;
- ширина розкриття;
- розташування;
- можливість допуску пошкодженого елемента до використання;
- методи спостереження.

На підставі наведеної вище класифікації можна зробити висновок, що для ретельного аналізу дефектів бетонної конструкції необхідно знати причини пошкодження, місце пошкодження, тип і розмір тріщин.

Така інформація корисна для визначення факторів, відповідальних за розрив матеріалу, а також для вибору ефективної методики ремонту пошкодженого елемента.

Знаючи причину, що ініціює пошкодження бетонного елемента, користувач об'єкта може протидіяти його подальшому руйнуванню шляхом зміцнення або реконструкції. В іншому випадку прогресуючий розвиток пошкоджень може призвести до збою з часом або навіть до будівельної катастрофи [31].

Існує два типи причин пошкодження бетонних і залізобетонних елементів, хоча вони різноманітні та їх часто важко визначити:

(А) **Первинні дефекти** — результат природних властивостей матеріалу або помилок проектування та виконання.

(Б) **Вторинні дефекти** — виникають під час експлуатації.
До групи визначальних факторів, що зумовлюють утворення первинних дефектів, відносяться:

(a) У групі причин утворення тріщин як природного матеріалу:

- ранні термічні напруження, які виникають протягом перших кількох годин після формування бетонного елемента;

- усадка бетону у результаті фізико-хімічного перетворення компонентів цементу;

- неоднорідність матеріалу.

(б) У групі причин тріщин, пов'язаних із застосованою арматурою:

- стан поверхні арматури;

- адгезія нанесеної арматури;

- спосіб розподілу вставок у поперечному перерізі елемента;

- діаметри арматури;

- відстань вставок від краю елемента

(c) У групі причин тріщин внаслідок помилок проектування:

- неправильні проектні припущення щодо умов роботи конструкції;

- навантаження, неправильно прийняті проектувальниками, наприклад, пропуск температурних навантажень;

- неналежно прийняті умови виконання будівництва;

- недостатня обізнаність проектувальників;

- помилки розрахунків при розробці проекту;

- недбаість авторів проекту.

(г) У групі причин появи тріщин, обумовлених наслідками технологічних і виробничих помилок:

- недостатня міцність матеріалів і виробів;

- погана якість збірки і конструктивних з'єднань;

- збільшені технологічні перерви в укладанні послідовних шарів бетонної суміші;

- слабе ущільнення та недостатня вібрація бетону у місцях технологічних перерви;

- занадто дрібне і пористе покриття бетонної арматури;

- відхилення від проекту під час реалізації;

- недостатня кваліфікація та знання підрядників;
- недостатній нагляд та співпраця з проєктувальником;
- недбаність підрядників.

У цій групі причин факторів, які утворюють тріщини, включені в підпункт (а), є особливо важливими, оскільки вони пов'язані з тріщинами, викликаними змінами, що відбуваються в композиті головним чином на початку формування структури.

Детальний опис причин утворення тріщин в бетонних елементах у процесі дозрівання бетонної суміші та бетону можна знайти в [30, 31].

У цих та інших роботах ранні стадії утворення тріщин розглядають залежно від фази розвитку її структури [32].

Відзначено, що довговічність бетонних конструкцій знаходиться під серйозною загрозою на перших стадіях твердіння бетону через можливість появи тріщин, особливо у випадку масивного або високоміцного бетону.

Проте, як показують результати випробувань у [33], можна обмежити негативний вплив пошкодження на початковій фазі твердіння таких бетонів шляхом часткової заміни цементного в'язучого на золу-винесення або використання легких заповнювачів.

Завдяки зниженій теплоті гідратації у композитах із модифікованим складом зв'язуючого, також знижується ризик виникнення мікротріщин, внаслідок високоекзотермічного процесу затвердіння у масивних конструкціях.

Базуючись на роботі [34], у табл. 2.1 наведено зведений перелік деяких поширених типів тріщин, які розрізняються відповідно до їхнього віку, тобто незалежно від того, чи з'являються вони до або після затвердіння.

Класифікація тріщин, що виникають у цементних композитах, а також причини утворення та приблизний час появи даного типу тріщин також наведено у науковій роботі [35].

Найпоширеніші причини утворення тріщин у бетонних конструкціях (за даними роботи [34])

Типи тріщин					
Після затвердіння			Перед затвердінням		
Фізико-хімічні	Конструкційні / Проектування	Нестабільність об'єму	Пошкодження від морозу	Пластичні	Рух будівництва
реакційна здатність лужного заповнювача / лужного кремнезему	проектне навантаження / перевантаження	усадка при висиханні	передчасне заморожування	пластична усадка	рух форми
корозія сталі	термічні зміни	термічні зміни	масштабування, стійкість до корозії	пластичні осадки	переміщення підкласу
цикл заморожування-відтавання	втома	повзучість		аутогенна усадка	

Далі до групи визначників, що спричиняють утворення вторинних дефектів, можна віднести наступні:

(а) Помилки під час експлуатації об'єкта:

- надмірні та неадекватні навантаження по відношенню до проектних припущень;
- зміна статичної схеми або призначення об'єкта;
- недостатній захист конструкції від впливу навколишнього середовища;

→ недостатній технічний нагляд за експлуатацією;

→ недостатня обізнаність користувачів.

(б) Помилки проектування:

→ неправильний фундамент будівлі;

→ недостатня кількість деформаційних швів;

→ неправильно спроектована волога ізоляція;

→ неправильно спроектована покрівля та тераси;

→ помилки у визначенні розмірів конструкції.

(в) Помилки при виконанні робіт:

→ використання матеріалів з гіршими властивостями, ніж передбачено проектом;

→ недбале виконання робіт;

→ недотримання правильної технології виконання робіт, наприклад, неправильний вибір технології для робіт при низьких температурах.

(г) Агресивний вплив зовнішнього середовища:

→ ерозія та корозія бетону;

→ вплив вологи;

→ осідання ґрунту;

→ поштовхи та вібрації;

→ бічний вітровий тиск на стіни та дах;

→ відкладення снігу на дахах та вплив біологічних факторів.

(е) Виняткові навантаження:

→ надмірні вітрові та снігові навантаження;

→ вибухи газу та технологічні аварії;

→ пожежі та випадкові пошкодження;

→ сейсмічні навантаження;

→ урагани;

→ повені.

2.2. Типи мікротріщин і тріщин

Зниження міцності крихких матеріалів, таких як бетон, пов'язане з площинними та просторовими дефектами в їхній мікроструктурі [35]. Більше того, структура і ступінь розвитку тріщин мають ключовий вплив на довговічність цементних композитів.

З іншого боку, можна діагностувати, які саме напруження спричинили пошкодження, аналізуючи їхнє розташування, а також форму і траєкторію поширення тріщин в елементах конструкції. Маючи ці знання, можна швидко

визначити фактор, який запустив руйнівний процес у конструкції, і вжити відповідних заходів для мінімізації або зменшення будь-яких подальших негативних наслідків, спричинених ситуацією. Тому нижче наведено огляд найпоширеніших тріщин, що виникають як у бетонних, так і залізобетонних конструкціях.

2.3. Тріщини у структурі бетону

При аналізі тріщин, що виникають у бетонних композитах, важливо знати структуру, форму і кількість тріщин. Перші тріщини, що виникають у бетоні, можна розділити відповідно до критеріїв, наведених нижче.

Структурні тріщини поділяються на наступні 7 груп:

→ за розташуванням у конструкції:

- ▶ на поверхні елемента;
 - ▶ внутрішні;
- за обсягом дефекту матеріалу:

- ▶ неглибокі;

- ▶ глибокі;

→ за шириною розкриття:

- ▶ субмікротріщини;

- ▶ мікротріщини;

- ▶ макротріщини;

→ за розташуванням по відношенню до краю елемента:

- ▶ поздовжні;

- ▶ поперечні;

- ▶ косі;

- ▶ розгалужені;

→ за геометрією:

- ▶ закруглені;

НУБІП України

- ▶ різко закінчувані;
- за кількістю:
- ▶ поодинокі;
- ▶ множинні;

→ за формою у двовимірному вимірі:

НУБІП України

- ▶ прями;
- ▶ крилоподібні.

Крім поділу структурних тріщин, можна виділити наступні *типи*

тріщин, зумовлені протіканням складних фізичних явищ при контакті

крупного заповнювача з цементним тістом:

НУБІП України

– *дилатаційні тріщини*, тобто ті, що розкриваються під дією зовнішніх навантажень, шорсткості поверхні заповнювача або внутрішнього тиску води;

– *тріщини з контактним тертям*, коли притиснуті краї тріщини

«ковзають»;

НУБІП України

– *тріщини з когезійним шаром* між краями тріщини;

– *тріщини з так званою "зоною процесу руйнування"* у верхній частині макротріщини, спричиненою розвитком пластичних деформацій або розташуванням мікротріщин.

НУБІП України

Слід також додати, що, окрім наведених вище характерних поділів мікротріщин і тріщин, які враховують різні критерії їхньої кваліфікації, існують також інші класифікації цих дефектів бетону, які описані у багатьох експериментальних роботах.

НУБІП України

Цікава характеристика і поділ *мікротріщин* на три категорії і *тріщин* на чотири категорії була отримана на основі досліджень з використанням рентгенівської томографії [36].

НУБІП України

Оскільки перші пошкодження у структурі бетону зазвичай виникають у найслабшій зоні, тобто в міжфазній перехідній зоні (МПЗ) між заповнювачем і цементним розчином, тому було зосереджено увагу на цій зоні у своїх дослідженнях при оцінці пошкоджень у композитах.

Класифікація типів мікротріщин і тріщин за авторами роботи [36] наведена у табл. 2.

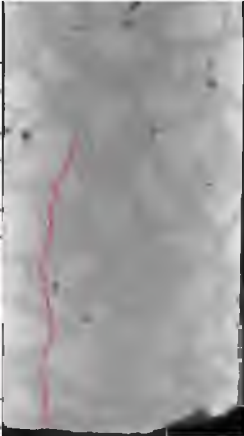
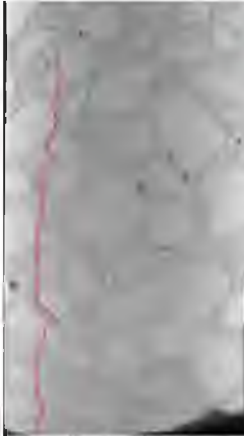

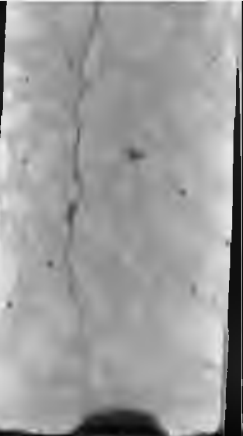


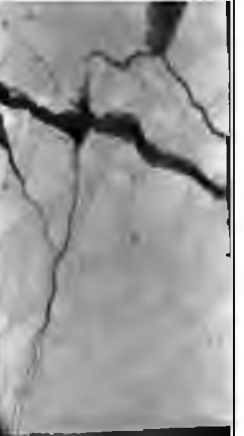
Крім того, у табл. 2.3 наведено приклади фотографій кожного типу класифікованих тріщин, які корелюють з даними табл. 2.2 [36].

Таблиця 2.2
Класифікація тріщин з використанням рентгенівської гомографії

№	Типи тріщин	Основні характеристики
1	Тип-I мікротріщин	Тріщини розвинулися повністю по контуру крупних заповнювачів
2	Тип-II мікротріщин	Тріщини розвинулися повністю вздовж контуру грубих заповнювачів, але спостерігалось явище, через яке "чубчик" прорізав кути грубих заповнювачів
3	Тип-III мікротріщин	Тріщини розвинулися повністю вздовж контуру грубих заповнювачів, але спостерігалось явище, коли "чубчик" прорізав центр грубих заповнювачів
4	Тип-I тріщин	Напрямок розвитку тріщини був повністю вздовж контуру грубих заповнювачів, і тріщини були відносно тонкими
5	Тип-II тріщин	Напрямок розвитку тріщини був в основному вздовж контуру грубого заповнювача, але було явище, за якого тріщини прорізали кут грубого заповнювача, і тріщини були відносно тонкими
6	Тип-III тріщин	Напрямок розвитку тріщини не був повністю уздовж контуру крупних заповнювачів. Тріщини безпосередньо прорізають центр грубого заповнювача, і тріщини були товщі.
7	Тип-IV тріщин	Розвиток тріщин повторював контури грубих заповнювачів, викликаючи фрагментацію в області, де збиралися дрібні заповнювачі. Фрагментація була переважно у формі смужок або блоків.

Таблиця 2.3

Приклади окремих типів тріщин [36]

№	1	2	3	4	5	6	7
Типи тріщин	Тип-I мікротріщин	Тип-II мікротріщин	Тип-III мікротріщин	Тип-I тріщин	Тип-II тріщин	Тип-III тріщин	Тип-IV тріщин
Приклад и							

2.4. Тріщини у залізобетонних конструкціях

Крім різних типів тріщин, що виникають у бетоні, перелічених у розділі 1, причини утворення яких були охарактеризовані в розділі 2, п. 2.1, виділяють ще одну групу тріщин, пов'язану з типом впливів, що відбуваються в конструкції. Знання характерної морфології тріщин, пов'язаної з домінуючим типом навантажень, є базовим при діагностиці можливих причин утворення тріщин в елементах конструкцій. Це дозволяє визначити, чи є тріщини в конструкції результатом навантажень, що передбачають наявність у поперечних перерізах напружень розтягу, зсуву або кручення [37]. Крім того, кожен вид напружень пов'язаний із утворенням характерних мікротріщин у структурі матеріалу [38].

Тому нижче охарактеризовано та графічно представлено тріщини в елементах конструкцій, що виникають при чотирьох типових випадках діючих навантажень [38]. На основі мікроскопічного аналізу також показано характерні форми мікротріщин, що відповідають макротріщинам, видимим на поверхні бетону.

2.4.1. Макроскопічне зображення тріщин у залізобетонних елементах

(а) Тріщини від розтягу:

Тріщина, спричинена осьовим розтягуванням на невеликий ексцентриситет, розвивається перпендикулярно до напрямку дії сили, що викликає напруження у залізобетонному елементі.

Такі тріщини пронизують конструкцію "наскрізь". Іноді вони також можуть мати дещо косий напрямок (рис. 2.1). Тріщини такого типу найчастіше є наслідком експлуатаційних навантажень або температурно-усадочних деформацій конструкції [39]. Внаслідок цього у поперечних перерізах залізобетонних елементів виникають розтягуючі зусилля (N), а отже, і

характерні тріщини (рис. 2.1) Осьові або ексцентричні напруження виникають у таких конструкціях, як смуги нижніх залізобетонних ферм, залізобетонні струни та середні смуги циліндричних стінок резервуарів або силосів для рідин.

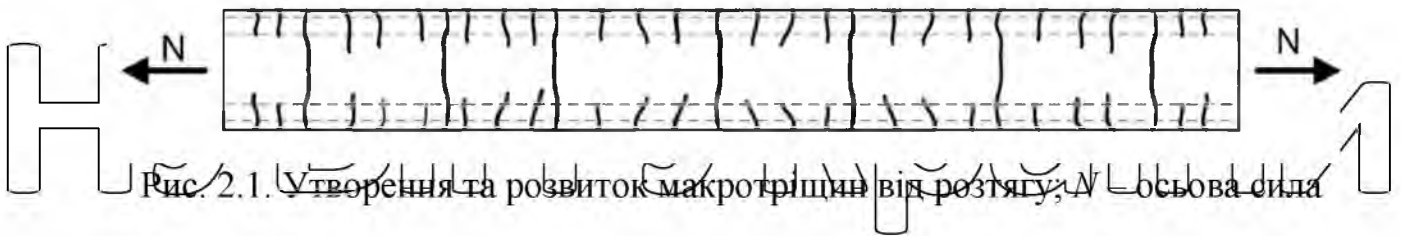


Рис. 2.1. Утворення та розвиток макротріщин від розтягу; N – осьова сила

(б) Тріщини від згину:

Тріщини від згину, який також спричиняє розтягувальні напруження в точках їхнього зародження, виникають саме в цій частині перерізу бетону, поширюючись, мають тенденцію виникати перед зоною нульових розтягувальних напружень [40] (рис. 2.2). У сильно армованих елементах, незважаючи на типові поодинокі перпендикулярні тріщини або лише злегка вигнуті тріщини (1) також можуть спостерігатися сукупні тріщини (2) (рис. 2.2).



Рис. 2.2. Утворення та розвиток макротріщин від згину:

1 – поодинокі тріщини; 2 – сукупні тріщини; M – згинальний момент

(в) Тріщини від дії зусиль зсуву:

Тріщини від зсуву спричинені похилими головними розтягуючими напруженнями. Їхня поява зумовлена виникненням поперечних сил. Оскільки зсув є складним явищем, яке виникає в результаті взаємопов'язаного впливу поперечної сили (V) і згинального моменту (M), то картина тріщин, що

виникають на поверхні залізобетонного елемента, завжди залежить від кожної з цих внутрішніх сил в процесі розтріскування бетону.

З цієї причини в середній зоні елемента, де вплив поперечних сил обмежений, а зусилля перерізів визначаються згинальним моментом, виникають тріщини, перпендикулярні до осі балки (рис. 2.3). Однак в опорній зоні, де поперечна сила відіграє домінуючу роль у зсуві, виникають тріщини, нахилені до поздовжньої осі конструкції (так звані діагональні тріщини) [41] (рис. 2.3). Часто такі тріщини розвиваються з раніше утворених тріщин внаслідок згину, як показано на рис. 2.2.

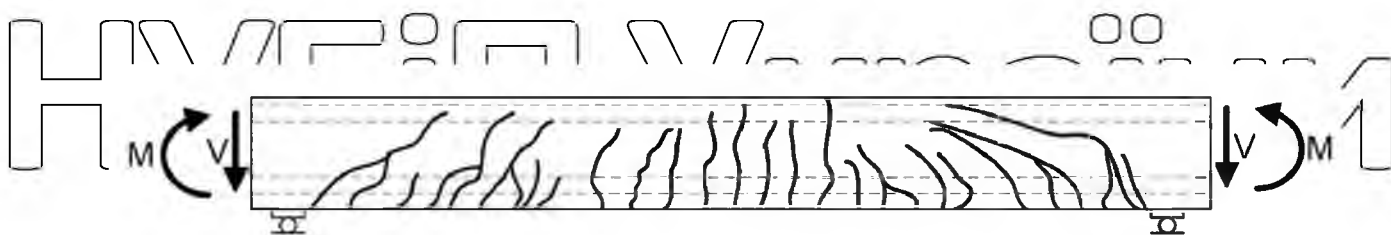


Рис. 2.3. Макротріщини внаслідок дії зусиль зсуву; M – згинальний момент; V – зусилля зсуву

(d) Тріщини, які виникають внаслідок дії крутного моменту

У разі кручення залізобетонних елементів, які є досить невеликою групою залізобетонних конструкцій (таких як балки крайніх перекриттів, кільцеві балки балконних плит, просторові рами, гвинтові сходи та залізобетонні арки, навантажені перпендикулярно до їх площини [42]), у поперечних перерізах елементів виникають напруження зсуву (τ_t), зумовлені дією крутного моменту (T).

Ці напруження можуть спричинити утворення тріщин, які мають характерну форму, подібну до спіралі, де лінія нахилена під кутом 45° до осі елемента, що крутиться. Тріщини з таким типом напружень характерно виникають на всіх поверхнях залізобетонного елемента.

Іх початок, однак, починається на бічній поверхні вздовж довшого краю поперечного перерізу елемента. Зі збільшенням навантаження тріщини

починають з'являтися на поверхні вздовж коротшої грані. На наступній стадії розвитку тріщини виникають і на протилежній довшій кромці.

На завершальній стадії розвитку тріщин від кручення вони зливаються так, що сітка тріщин покриває всі поверхні етержня перед руйнуванням елемента [43] (рис. 2.4). Це допомагає відрізнити випадки, коли тріщини виникають внаслідок зсуву в конструкції, від випадків, коли тріщини спричинені крученням [44]

Як показано на рис. 2.3, у випадку зсуву подібні за формою тріщини (тобто нахилені під деяким кутом до поздовжньої осі елемента) виникають лише на бічній поверхні залізобетонної балки.

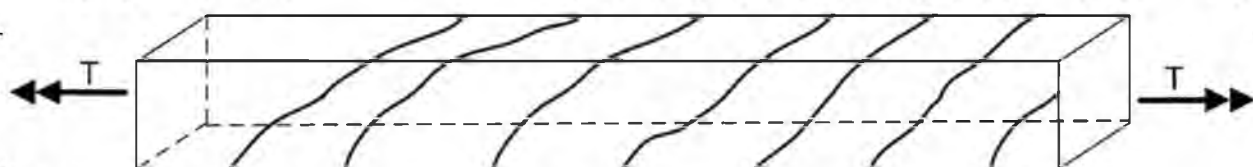


Рис. 2.4. Макротріщини від дії кручення/ T – крутний момент

(e) Узагальнення та порівняння макроскопічної морфології тріщин у залізобетонних елементах:

Слід зазначити, що тріщини в залізобетонних елементах виникають, коли бетон досягає межі міцності на розтяг.

Залежно від типу залізобетонної конструкції, вони виникають у певних перерізах і зонах конструкції

Тріщини в елементах конструкцій можуть відрізнятися як за формою, так і за напрямком поширення і пов'язані, головним чином, з типом взаємодії, що викликає утворення даного типу тріщини.

У залізобетонних конструкціях виділяють чотири основні типи взаємодій, які призводять до утворення тріщин, що відрізняються одна від одної формою, розташуванням і траєкторіями розповсюдження.

2.4.2. Характеристики мікротріщин, які корелюють з типом напружень, що виникають у пошкодженому залізобетонному елементі

Окрім характерного розташування тріщин на поверхні залізобетонних елементів, яке майже однозначно вказує на те, яке навантаження спричинило їх утворення, тип напружень, що призвели до руйнування бетону, можна також діагностувати на основі зовнішнього вигляду мікроструктури його дефектів.

На рис. 2.5 показано характерні розташування мікротріщин, що відповідають випадкам макроскопічних пошкоджень, спричинених основними типами напружень (рис. 2.1–2.4).

Представлені тріщини в основному стосуються області *міжфазної перехідної зони*, тобто найслабшого і основного місця зародження мікротріщин у бетонному композиті.

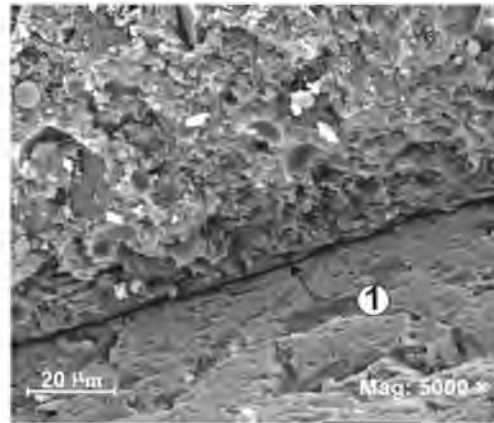
Для того, щоб якомога точніше представити відмінності між різними типами мікротріщин, вибрані фотографії мають однаковий масштаб і збільшення.

У конструкціях, де переважає розтяг, тріщини зазвичай мають прямолінійну форму. Найчастіше вони з'являються у міжфазній перехідній зоні і розвиваються послідовно по всій довжині зерен заповнювача (рис. 2.5, а). Зі збільшенням навантаження вони можуть поширюватися в структуру цементної матриці або в глибину включення, як у випадку, коли матриця характеризується більшою міцністю, ніж грубий заповнювач, наприклад, у високоефективних бетолах [45].

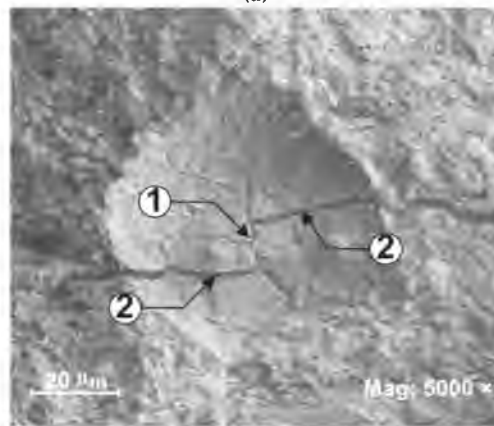
Як і в макроскопічному підході, напруження зсуву спричиняє викривлення прямих тріщин, а також спричиняє появу кривих на кінцях мікротріщин, причому напрямок їхнього поширення також змінюється. У вершинах прямих мікротріщин зароджуються крила (рис. 2.4, б). Залежно від величини наявних навантажень крила можуть відхилятися на більший або менший кут до прямолінійної ділянки мікротріщини. Зміна як морфології, так

і траєкторії таких мікротріщин може спричинити втрату локальної когезії зерен заповнювача з поверхнею матриці, що може призвести до їх відділення від її поверхні.

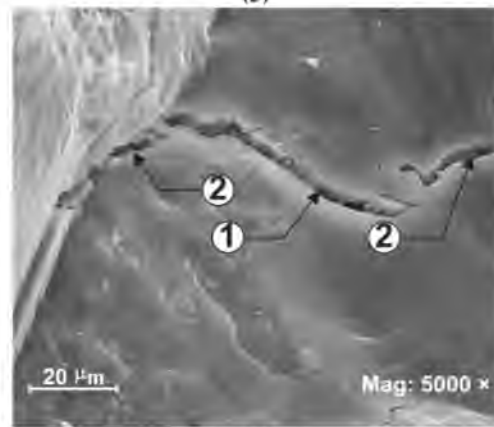
Тоді в бетонній конструкції утворюються нерожнини. У місці висипання зерна заповнювача з пасти спостерігається характерна форма крильчатої мікротріщини, яка є результатом зсуву (рис. 2.5.9).



(a)



(b)



(c)

Рис. 2.5. Мікротріщини, які виникають у бетонних конструкціях під дією напружень: (а) – розтягу, (б) – зсуву, (в) – кручення; 1 – пряма тріщина, 2 – крилоподібна тріщина

У свою чергу, кручення, яке в макроскопічному підході викликає утворення просторових тріщин на кількох поверхнях елемента конструкції (рис. 2.4), також змінює форму мікротріщин у бетонній конструкції.

Внаслідок наявного напруженого стану відбувається скручування кінчиків тріщин, часто поєднане з додатковими локальними мікропошкодженнями у точках концентрації напружень, тобто у місцях викривлення прямих сегментів мікротріщин (рис. 2.5, в). Інші види мікротріщин внаслідок кручення, які спостерігалися, включають мікротріщини, що поширюються радіально від центру зразка до його зовнішнього краю та пошкодження у формі півкола.

2.5. Висновки за розділом 2

Міцність і довговічність елементів бетонних конструкцій багато в чому визначається дефектами і пошкодженнями, які виникають в структурі спочатку молодого, а потім зрілого бетону.

Це пов'язано з тим, що більш слабкі місця в бетонному композиті викликають концентрацію напружень і сприяють проникненню різних зовнішніх факторів. У місцях поширення мікротріщин і тріщин міцність знижується, при цьому виникають локальні руйнування матеріалу і аварійні ситуації. Тому питання, що розглядаються в роботі, стосуються важливих аспектів, пов'язаних як з безпекою, так і з експлуатаційною придатністю бетонних конструкцій.

Ці проблеми досить складно проаналізувати, оскільки розтріскування бетону в конструктивних елементах є результатом як специфіки піску залізобетонної конструкції, так і властивостей притаманних композитів у цементній матриці.

Тому в магістерській роботі поглиблено розглядаються питання, пов'язані з процесом утворення та поширення мікротріщин і тріщин у цементних бетонах. Зміст роботи зосереджено в основному на причинах утворення мікротріщин у структурі матеріалу, основних критеріях

класифікації цих дефектів та найбільш часто використовуваних методах їх виявлення та аналізу.

Існує **два типи причин пошкодження** бетонних і залізобетонних елементів, а саме:

- первинні дефекти — внаслідок природних властивостей матеріалу або помилок у проектуванні та виконанні;

- вторинні дефекти — виникають у процесі експлуатації конструкції.

При цьому особливу увагу приділено небезпеці утворення мікротріщин на початковому етапі твердіння бетону, тобто в ранньому віці. Матеріали, які

найбільше схильні до цього явища, це масивний бетон і високоефективний бетон. Також встановлено, що можна обмежити ці несприятливі явища модифікацією в'язучого таких бетонів золою-виношенням.

Під час аналізу типів тріщин, що виникають у бетонних композитах, були розділені за вісьмома конкретними критеріями. Зображення тріщин, що виникають макроскопічно в залізобетонних елементах, були вивчені в залежності від типу переважаючих навантажень, а потім були виділені характерні зображення мікротріщин, що співвідносяться з конкретним випадком макротріщин.

Через відсутність повних даних щодо зв'язку між траєкторіями макротріщин і морфологією мікротріщин, що виникають у структурі матеріалу, було проведено мікроскопічний аналіз пошкоджених структур.

Розглядалися елементи конструкції, пошкоджені внаслідок розтягування, зрізу та кручення.

В результаті проведених аналізів **встановлено наступне:**

- у розтягнутих елементах мікротріщини зазвичай мають прямолінійну форму і виникають переважно в міжфазній перехідній зоні;

- в елементах зсуву є крилоподібні мікротріщини з прямими ділянками, що відхиляються під різними кутами від площини прямолінійної ділянки мікротріщини (рис. 2.5, б);

• напруження, які виникають під дією кручення, викликають зміни морфології мікротріщин крила тріщини. Під час закручування кінчики стулок закручуються, а бетон в місцях з'єднання в прямою частиною мікротріщини, тобто місцях концентрації напружень, очевидно подрібнюється (рис. 2.5, в).

НУБІП Україна

НУБІП Україна

НУБІП Україна

НУБІП Україна

НУБІП Україна

НУБІП Україна

3. Архітектурний розділ

3.1 Вихідні дані до проектування

Завданням передбачено будівництво офісно-торгівельного центру у Львівській області, який б відповідав всім сучасним будівельним нормам.

Місце будівництва – місто Самбір.

Температурна зона – II;

Середня температура холодного періоду року: -19°C ;

Середня температура теплого періоду року: $26,4^{\circ}\text{C}$;

Середньодобовий перепад температури: $10,6^{\circ}\text{C}$;

Глибина промерзання ґрунтів – $0,8\text{ м}$;

Снігове навантаження – 1310 Па ;

Вітрове навантаження – 520 Па ;

На основі інженерно-геологічних даних основою під фундаменти є суглинок з $R_0=300\text{ кПа}$;

Клас будинку – III. Вогнестійкість будинку – III.

3.2. Інженерно-геологічна будова майданчика

Гіан ділянки під будівництво розташований на рівнинній частині. Рельєф ділянки з незначним ухилом. Абсолютні відмітки висот коливаються у межах $155,5\text{--}156\text{ м}$.

Інженерно-геологічний розріз ділянки має наступний вигляд:

Гр-1 - $0,0\text{--}3,4\text{ м}$ – супісок пілуватий, пластичний;

Гр-2 - $3,4\text{--}4,8\text{ м}$ – легкий пілуватий суглинок, твердий;

Гр-3 - $4,8\text{--}7,5\text{ м}$ – суглинок пілуватий, твердий;

Гр-4 - $7,5\text{--}12,4\text{ м}$ – суглинок, пілувати, напівтвердий;

Гр-5 - $12,4\text{--}19,1\text{ м}$ – глина легка пілувата, напівтверда;

Гідрогеологічні умови. На період вишукувань підземні води зустрінуті в ґрунті ГР-2 на глибині $5,2\text{--}6,2\text{ м}$ від поверхні землі.

3.3. Генеральний план

Ділянка під забудову займає 0,6 Га, знаходиться на околиці міста Самбіра Львівської області

Будинок, що проектується буде знаходитись у групі будинків нового житлового мікрорайону.

Рельєф ділянки рівнинний. До будинків передбачені під'їзди. Вздовж доріг передбачені тротуари. Ділянка озеленюється зеленими насадженнями: деревами, кущами, газонами.

Проектування і будівництво даного об'єкту формує забудову однієї з вулиць на околиці міста Самбіра Львівської області. Передбачається використання існуючих майданчиків/сміттєзбірників на відстані до 100 м.

Заїзд до будинку передбачений з вулиці Богдана Хмельницького. Ширина воріт для в'їзду прийнята – 4м.

З метою збереження оточуючого середовища, проектом передбачена рекультивация рослинного шару землі. Роботою передбачено максимальне збереження існуючого рельєфу. Запроектована відмостка для відводу атмосферних вод, з поверхні двору передбачено відвід води у лотки проїжджої частини вулиці із наступним випуском через водоприймальні колектори в

дошову каналізацію

Рельєф безпосередньо на ділянці рівнинний.

Таблиця 3.1

Техніко-економічні показники об'єкту

№ п/п	Найменування	Од. вим	Кількість
1	Площа ділянки забудови	га	0,64
2	Площа заощення	м ²	320,7
3	Площа озеленення	м ²	2972
5	Відсоток забудови	%	5
6	Відсоток озеленення	%	45

3.4. Архітектурно-планувальне рішення

Торгівельно-офісний центр має в плані складну прямокутну форму із загальними розмірами в осях $23,25 \times 17,15$ м.

Вхід в будинок запроектовано через тамбур.

Офісно-торгівельний центр 3-ох з мансардою і підвалом. У цокольному поверсі, висотою 2,2 м, розташовані: електрошитова, технічні приміщення, що мають вихід в будинок. На першому поверсі, висотою 3,3 м розміщений торговий зал; офісні, адміністративні та підсобні приміщення; санвузли. На другому і третьому поверсі, висотою 3 м розташовані: офісні і підсобні приміщення, а також балкони. На мансардному поверсі, висотою 3 м, передбачена дахова паливна і офісні приміщення. Дах дерев'яний, вкритий металочерепицею.

Архітектура вирішена у сучасному стилі з врахуванням елементів раціональної архітектури м. Самбора. Передбачено вихід із сходової клітки на горіще через люк у перекритті. Санвузли розділені. В офісах передбачені балкони, лоджії та терраса.

3.5. Архітектурно-конструктивне рішення

Конструктивна схема будинку

За конструктивною схемою будівля запроектована з поздовжніми і поперечними несучими стінами.

Просторова жорсткість забезпечується за рахунок жорсткості стін поздовжніх і поперечних стін, сходової клітки і горизонтальних діафрагм жорсткості, які створюються монолітним перекриттям.

Фундаменти

Фундаменти запроектовані стрічкові збірні із залізобетонних подушок монтажних марок ФЛ8.24-3; ФЛ8.12-3; ФЛ12.12-2 з бетону класу С 12/15 на які укладаються 4 ряди блоків із перевязкою швів монтажної марки ФБС24.4.6-Т, ФБС12.4.6-Т, ФБС12.6.6-Т з бетону класу С8/10. Глибина

закладання фундаментів – 3,500 м. Вертикальні і горизонтальні поверхні стін обмазуються 2-шарами мастики Ceresit C166.

Вимощення

Навколо будівлі запроектовано вимощення шириною 0,8 м. з ухилом 2%.

По ущільненому ґрунті виконують щебеневу підготовку товщиною 100мм і асфальтове покриття товщиною 30 мм.

Стіни

Стіни запроектовані цегляні товщиною 380мм із керамічної цегли М-100 на цементному розчині М-75. Зовнішні стіни мають товщину 380 мм.

Стіни утеплені мінераловатними плитами товщиною 70 мм, по яких іде гіпсова сітка тиньк.

Перемички

Над прорізами запроектовані уніфіковані збірні залізобетонні несучі і не несучі перемички марок – ЗПБ27-8-П, 2ПБ25-3-П, ЗПБ13-37-П, 2ПБ13-1, 1ПБ13-3. Усі перемички виконані з бетону класу С12/15 із звичайним армуванням на цементному розчині М 75.

Перекриття

Перекриття запроектовано монолітне із бетону класу С16/20, товщиною 200мм. Перекриття армується арматурою класу А400С.

Перегородки

Перегородки запроектовані цегляні товщиною 120мм з керамічної цегли марки М-100, на розчині М-75.

Сходи

В будинку запроектовані монолітні залізобетонні сходи з маршів шириною 1,2м і площадок шириною 1,2м. На сходових маршах монтуються металеві огороження висотою 900 мм з дерев'яними поручнями.

Дах

Дах запроектований шатровий. Конструкції даху запроектовані з сухої деревини хвойних порід. Несучими елементами даху є крокви січенням 75×175мм, які опираються на мауерлати 150×150мм укладені на зовнішні

стіни; стояки 150×150мм, підкоси 100×100мм, верхній прогін 150×150мм, лежень 150×150мм.

Дерев'яні крокви розташовуються з кроком не більше 1,0м. Мауерлати кріпляться до цегляної стіни за допомогою анкерів.

З'єднуються елементи врубками, скобами, кріпильними болтами. Всі дерев'яні елементи конструкції даху обробляють антипіренами.

Покрівля.Водовідвід

По кроквах настеляють гідробар'єрну плівку, виконують решетування з контрлат 30×50, влаштовують лати 50×50 і прибивають метало черепицю фірми "Монтерей"

Водовідведення зовнішнє, через систему підвісних жолобів. Вода через жолоби стікає в ринви, через які відводяться в дощову каналізацію. Водостічні труби запроектовані діаметром 150 мм.

Вікна. Двері

Вікна і двері запроектовані металопластикові з склопакетом.

Двері зовнішні вхідні в будинок та в підвал металеві, протипожежні з межею вогнестійкості 0,5 год. Двері вхідні в офіси та санвузли дерев'яні, глухі.

Підлоги

У будинку запроектовані підлоги :
в офісах, адміністративних приміщеннях, коридорах – паркетні, які влаштовані по вологостійкій фанері;

в санвузлах, торговому залі - з керамічної плитки.

в підвалі – бетонні.

3.6. Оздоблення будівлі

На зовнішню поверхню стін наносять шар клею для кріплення мінераловатних плит товщиною 70 мм, які додатково кріплять пластмасовими дюбелями . По плитах наносять шар шпаклівки в яку втоплюють поліпропіленову армуючу сітку, наносять шар ґрунтовки та шар декоративного тиньку . Цоколь оздоблюють декоративним каменем на

цементно-піщаному розчині 20мм по армованій сітці. Стіни вище рівня цоколя фарбують фасадною фарбою.

По внутрішніх поверхнях стін та перегородок влаштовують поліпшене тинькування цементно-вапняним розчином складу 1:1:6. В санвузлах стіни оздоблюють керамічною плиткою на всю висоту.

3.7. Вертикальне планування

Вертикальне планування виконане виходячи з умов максимального збереження природного рельєфу, рослинного шару та існуючих зелених насаджень. Згідно проекту організації будівництва рослинний ґрунт знімається з усієї ділянки, складається у відповідних місцях для подальшого використання, для проекту озеленення і покращення малопродуктивних сільськогосподарських угідь.

До початку будівництва рослинний шар товщиною 30 см зрізати, а після закінчення будівництва - використовувати його для підсіпки газонів. Стік атмосферних вод із території здійснюється, в основному, по асфальтобетонному покритті пішохідних доріжок і проїздів за межі ділянки із наступним викидом в існуючі колектори. Глибина промерзання ґрунту - 0,8 м.

3.8. Озеленення

В основу проекту озеленення покладений ландшафтно-природний принцип. При підборі асортименту дерев і кущів прийняті породи характерні для зони Львівщини з врахуванням їх декоративних якостей строків цвітіння, забарвлення, часу скидання листя. характеру і форми крони. Крім насадження дерев і кущів проектом передбачено влаштування газонів звичайних, партерних, квітників. Влаштування озеленення виконується з використанням рослинного ґрунту який знаходиться на відведеній ділянці з використанням привозного рослинного ґрунту.

3.9. Протипожежні заходи

Будинок відноситься до II ступеня вогнестійкості. Мінімальна ширина коридорів і дверних проїомів на шляху евакуації відповідно 1,2 м, 0,9 м

Відкривання дверей із сходової клітки і приміщень передбачено по ходу руху людей в сторону виходу з будинку.

Дерев'яні елементи, які використовуються для оздоблення приміщень, оброблюються вогнезахисними сумішами.

Сходова клітка забезпечена природнім освітленням. Між сходовими маршами передбачено зазори 120 мм для пропуску пожежних рукавів. Вхід в підвал влаштовано ззовні будинку.

Вентканалі виконані із негорючих матеріалів.

Всі вводи і випуски інженерних комунікацій герметизуються.

Передбачено контроль до вибухобезпечних концентрацій газу, за допомогою застосування сигналізаторів з виводом на колективну попереджувальну сигналізацію.

3.10. Інженерне обладнання будинку

Будинок обладнується автономними генераторами тепла (двофункційними) котлами. Опалення сходової клітки та донеміжних приміщень здійснюється електричними конвекторами.

Холодне водопостачання передбачене від міської мережі, гаряче – від двофункційних газових котлів.

Вентиляція природна припливно-витяжна проходить через вікна і двері, вентиляційні канали.

Каналізація побутова з підключенням до міського колектора.

Електропостачання від районної трансформаторної підстанції з напругою 380/220V.

Газифікація передбачена від міського газопроводу низького тиску.

В будинку проведено кабельне телебачення, телефонізація, радіофікація.

На вводах всіх комунікацій встановлено лічильники обліку.

3.11. Теплотехнічний розрахунок стіни

При проектуванні конструкцій, що огорожують, необхідно, щоб їхній опір теплопередачі було не менш величини, обумовленої по санітарно-гігієнічних вимогах:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{min}} \quad (3.1)$$

де $R_{\Sigma \text{пр}}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$;

$R_{q \text{min}}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$;

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} \quad (3.2)$$

де α_B – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огороження, $\text{Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°C}$;

R_i – термічний опір конструкції, що огорожує, $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$;

α_3 – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огороження, $\text{Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°C}$.

Термічний опір однорідного огороження визначається як сума термічних опорів окремих шарів по формулі:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{i \text{р}}} \quad (3.3)$$

де δ_i – товщина кожного шару, м ;

$\lambda_{i \text{р}}$ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шаруючи, $\text{Вт}/\text{м} \cdot \text{°C}$;

Мінімально допустимий термічний опір конструкції зовнішньої стіни у II температурній зоні $R_{q, \text{min}}^{\text{ст}} = 2,5 \text{ м}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$.

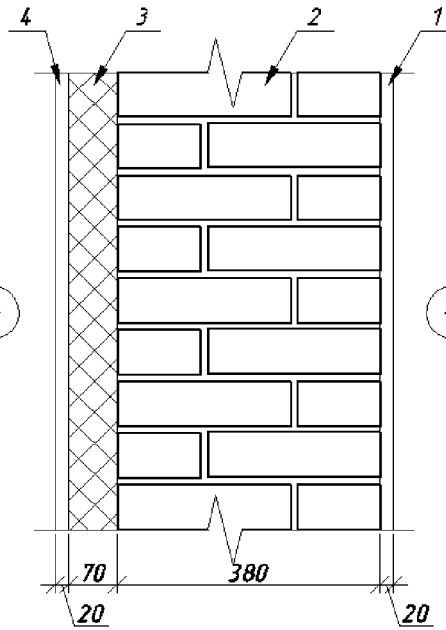
За встановленою умовою експлуатації, прийнявши попередньо матеріали шарів стіни, виписуємо теплотехнічні показники будівельних матеріалів.

НУБІ

їни

НУБІ

їни



НУБІ

їни

Рис. 3.1. Конструкція зовнішньої стіни

1. - Тиньк внутрішній (цементно-піщаний розчин) з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 0,76 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$;

2. - Керамічна повнотіла цегла з коефіцієнтом теплопровідності

$$\lambda_2 = 0,81 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}};$$

3. - Плити мінераловатні з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_3 = 0,035 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$;

4. - Тиньк зовнішній (цементно-піщаний розчин) з коефіцієнтом

теплопровідності $\lambda_4 = 0,76 \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$;

Опір теплопередачі неоднорідної стіни рахується як сума термічних опорів окремих шарів стіни:

НУБІП України

$$\delta_{\text{вт.}} = \lambda_{\text{вт.}} (R_{\text{q.min}} - \frac{1}{\alpha_3} - \frac{1}{\alpha_в}) = 0,035 (2,5 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,02}{0,76} - \frac{0,38}{0,81} - \frac{0,02}{0,76}) = 0,64$$

Приймаємо стандартну або обґрунтовану іншу товщину утеплювача

$$\delta_{\text{вт.}} = 0,07 \text{ м.}$$

$$R_{\Sigma} = \sum_{i=1}^4 R_i = \frac{1}{\lambda_в} + \frac{1}{\lambda_3} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,07}{0,035} + \frac{0,02}{0,76} = 2,68 \frac{\text{М}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{\text{q.min}} = 2,5 \frac{\text{М}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

$$\lambda_з = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{М}^2 \cdot \text{К}} \text{ та } \lambda_в = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{М}^2 \cdot \text{К}} - \text{коефіцієнти тепловіддачі на зовнішній та внутрішній поверхнях стіни відповідно}$$

Умова виконується!

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

4. Розрахунково-конструктивний розділ

4.1. Розрахунок армування монолітного перекриття цокольного поверху

Збір навантаження:

Збір навантажень на 1 м² перекриття

Таблиця 4.1

Види навантажень	Характеристичне навантаження (кН/м ²)	Коефіцієнт надійності γ_{fm}	Граничне навантаження (кН/м ²)
<i>Постійне</i>			
Керамічна плитка $\delta=15$ мм; $\rho=1600$ кг/м ³	0,24	1,1	0,264
Цементно-піщана стяжка $\delta=50$ мм; $\rho=1800$ кг/м ³	0,9	1,2	1,08
Поліетиленова плівка	0,001	1,3	0,0013
Пінополіестирол $\delta=50$ мм; $\rho=35$ кг/м ³	0,1	1,3	0,13
3/6 плита перекриття $\delta=200$ мм; $\rho=2500$ кг/м ³	5	1,1	5,5
<i>Тимчасове (корисне)</i>			
Довготривале	2,8	1,2	3,36
Короткотривале	1,2	1,2	1,44
Всього	$g_p=10,24$		$g=11,78$

Зусилля від характеристичних і граничних навантажень

Розрахунок ведеться для перерізу 100×20 см, який розміщений в осях 1-2 і А-В.

Вихідні дані: Бетон класу С16/20, арматура А400С, для яких

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = \frac{3,23 \cdot 10^{-3}}{3,23 \cdot 10^{-3} + 1,73 \cdot 10^{-3}} = 0,651,$$

тут ξ_R - граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону.

$$\varepsilon_{cu3,yd} = 3,23\% = 3 \cdot 10^{-3} \text{ (приймаємо за табл. 3.1 ДБН В.2.6-98:2009)}$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363,6}{2,1 \cdot 10^5} = 1,73 \cdot 10^{-3}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 363,63 \text{ МПа} \text{ – розрахунковий опір арматури А400С.}$$

де $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$ – характеристичне значення міцності арматури (приймаємо за табл. 3.4 ДБН В.2.6-156:2010).

$\gamma_s = 1,1$ - коеф. надійності за матеріалом (приймаємо за табл. 2.1 ДБН В.2.6-98:2009).

Граничне навантаження на 1 м погонний плити при її ширині 1 м з врахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 1$:

$$g = 10,24 \cdot 1 \cdot 1 = 10,24 \text{ кН/м};$$

Нормативне навантаження на 1 м погонний плити:

$$g_n = 11,78 \cdot 1 \cdot 1 = 11,78 \text{ кН/м};$$

Оскільки плита оперта по контуру, то армування потрібно проводити у двох напрямках.

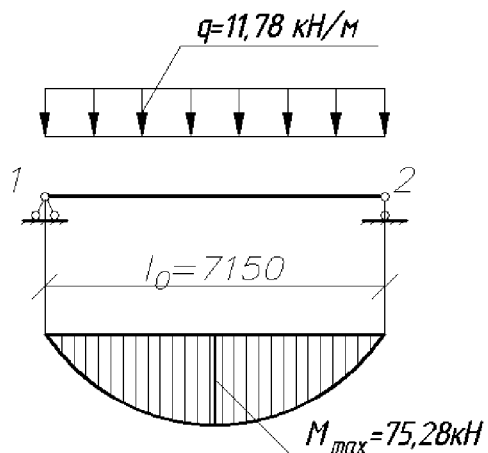


Рис. 4.1. Розрахункова схема плити в осях 1–2

Розрахунок арматури в осях 1–2

Розрахунковий проліт складатиме:

$$l_0 = 7,15 \text{ м}$$

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,78 \cdot 7,15^2}{8} = 75,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

1. Робоча висота перерізу, якщо $c = 40 \text{ мм}$:

$$d = h - c = 200 - 40 = 160 \text{ мм.}$$

2. Значення міцності бетону на стиск – розрахункове.

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{b f_{cd} d^2} = \frac{75,28}{1 \cdot 11,5 \cdot (0,1) \cdot 16^2} = 0,256,$$

де $f_{cd} = 11,5 \text{ Мпа}$ – розрахункове значення міцності бетону C16/20

на стиск, згідно табл. 3.1 ДБН В. 2.6 – 98: 2009

3. Коефіцієнт ζ (відносне плече внутрішньої пари сил):

$$\zeta = 1 - 0,4\xi = 1 - 0,4 \cdot 0,373 = 0,849,$$

$$\text{де } \xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \alpha_m} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot 0,256} = 0,373 < \xi_{R} = 0,651.$$

Умова виконується, стиснена арматура не потрібна.

4. Необхідна площа перерізу робочої арматури, якщо $f_{yd} = 363,6 \text{ МПа}$:

$$A_{s,req} = \frac{M_{max}}{f_{yd} \zeta d} = \frac{75,28 \cdot (100)}{(0,1) \cdot 363,6 \cdot 0,849 \cdot 16} = 15,24 \text{ см}^2.$$

Конструювання за сортаментом. Розміщуємо арматуру в один ряд.

Приймаємо на 1м **5020A400C** з кроком 200 мм:

$$A_{s,fas} = 15,7 \text{ см}^2 > A_{s,nes} = 15,24 \text{ см}^2$$

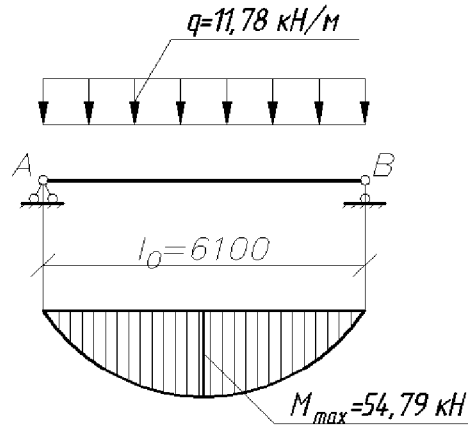
Коефіцієнт (%) армування:

$$\rho_{max} = \frac{A_{s,fas}}{bd} \cdot 100\% = \frac{15,7}{100 \cdot 16} \cdot 100\% = 0,98\% < 4\%.$$

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІ

аїни



НУБІ

аїни

Рис. 4.2. Розрахункова схема плити в осях А-В

НУБІП УКРАЇНИ

Розрахунок арматури в осях А-В

Розрахунковий проліт складатиме:

$$l_0 = 6,1 \text{ м}$$

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,78 \cdot 6,1^2}{8} = 54,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

1. Робоча висота перерізу, якщо $c = 60$ мм:

$$d = h - c = 200 - 60 = 140 \text{ мм}$$

2. Значення міцності бетону на стиск – розрахункове

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{b f_{cd} d^2} = \frac{54,79}{1 \cdot 11,5 \cdot (0,1)^2 \cdot 14^2} = 0,243$$

3. Коефіцієнт ζ (відносне плече внутрішньої пари сил):

$$\zeta = 1 - 0,4\xi = 1 - 0,4 \cdot 0,354 = 0,858$$

$$\text{де } \xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \alpha_m} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot 0,243} = 0,354$$

$$< \xi_R = 0,651$$

Умова виконується, стиснена арматура не потрібна.

НУБІП УКРАЇНИ

4. Необхідна площа перерізу робочої арматури, якщо $f_{yd} = 363,6$ МПа:

$$A_{s, nec} = \frac{M_{max}}{f_{yd} \zeta d} = \frac{54,79 \cdot (100)}{(0,1) \cdot 363,6 \cdot 0,858 \cdot 14} = 12,54 \text{ см}^2$$

Конструювання за сортаментом. Розміщуємо арматуру в один ряд.

Приймаємо на 1м **5Ø18A400C** з кроком 200 мм:

$$A_{s, fac} = 12,7 \text{ см}^2 > A_{s, nec} = 12,54 \text{ см}^2$$

Коефіцієнт (%) армування:

$$\rho_{max} = \frac{A_{s, fac}}{bd} \cdot 100\% = \frac{12,7}{100 \cdot 14} \cdot 100\% = 0,91\% < 4\%$$

Фрагмент сітки, якою буде армуватися плита :

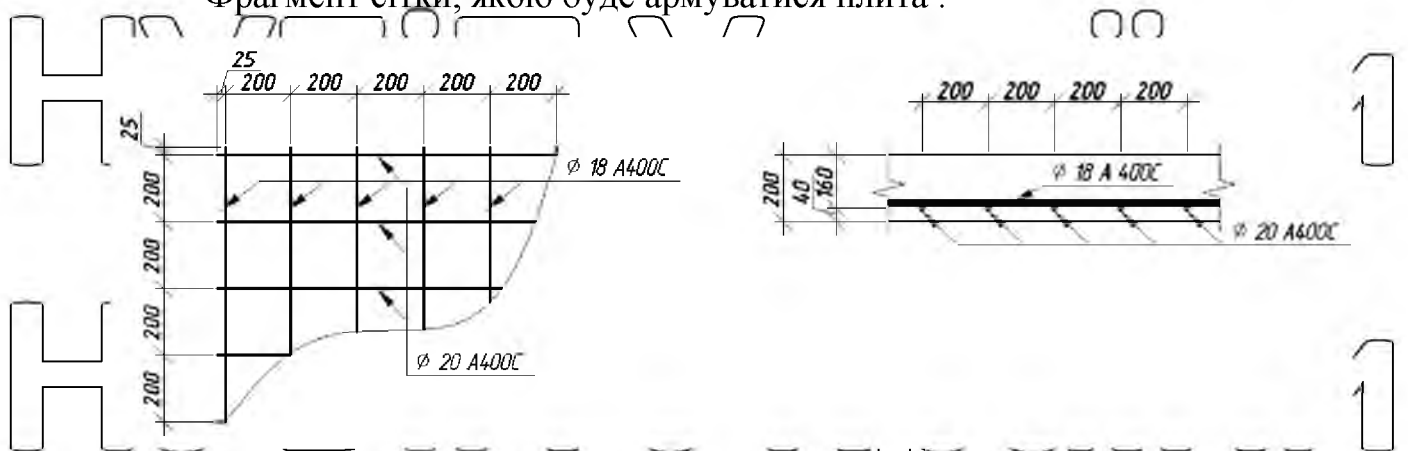


Рис. 4.3. Армуння монолітної плити підвального поверху

Розрахунок армування плити в осях 4-5 і К-Д

Дана плита вільно оперта по осях 4 і 5. По осі 4 вона опертається на металеву балку складеного перерізу із двох швелерів, а по осі 5 на стіну.

Плита працює в одному напрямку.

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,78 \cdot 4,5^2}{8} = 29,82 \text{ кН м}$$

1. Робоча висота перерізу, якщо $c = 40 \text{ мм}$:

$$d = h - c = 200 - 40 = 160 \text{ мм}$$

2. Значення міцності бетону на стиск – розрахункове.

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{bf_c d^2} = \frac{29,84}{1 \cdot 11,5 \cdot (0,1)^2 \cdot 16^2} = 0,101,$$

3. Коефіцієнт ζ (відносно плече внутрішньої пари сил):

$$\zeta = 1 - 0,4\xi = 1 - 0,4 \cdot 0,101 = 0,96,$$

$$\text{де } \xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot \alpha_m} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot 0,101} = 0,133$$

$$< \xi_R = 0,651$$

Умова виконується, стиснена арматура не потрібна.

4. Необхідна площа перерізу робочої арматури, якщо $f_{yd} = 363,6 \text{ МПа}$:

$$A_{s,req} = \frac{M_{max}}{f_{yd} \zeta d} = \frac{29,84 \cdot (100)}{(0,1) \cdot 363,6 \cdot 0,96 \cdot 16} = 5,34 \text{ см}^2.$$

Конструювання за сортаментом. Розміщуємо арматуру в один ряд.

Приймаємо на 1м **5Ø14A400C** з кроком 200 мм:

4.2. Розрахунок крокви покриття

Визначення навантажень:

Збір навантаження від 1 м² покриття:

Таблиця 4.2

Збір навантажень на покриття

Види навантажень	Характеристичне навантаження (кН/м ²)	Коефіцієнт надійності γ_{fm}	Граничне навантаження (кН/м ²)
Постійне			
Металочерепиця $\delta=0,8 \text{ мм}; \rho=7800 \text{ кг/м}^3$	0,06	1,4	0,066
Лати 50x50, крок 320мм $\rho=500 \text{ кг/м}^3$	0,05	1,1	0,055
Контрлати 30x50, крок 1000мм	0,038	1,1	0,041
Гідроізоляція	0,001	1,3	0,0013
Мінеральна вата $\delta=150 \text{ мм}$ $\rho=75 \text{ кг/м}^3$	0,111	1,3	0,146

Кроква 70x175, крок 1000мм $\rho=500 \text{ кг/м}^3$	0,123	1,1	0,135
Гіпсокартон $\delta=9,5 \text{ мм}; \rho=1050 \text{ кг/м}^3$	0,1	1,3	0,13
Всього постійне	0,483	-	0,574
Тимчасове			
Снігове	0,68		1,24
Всього	$g_n=1,163$		$g=1,817$

*Снігове навантаження.

Експлуатаційне:

$$S_e = \gamma_{fe} \times S_0 \times C = 0,49 \times 1362,4 \times 1 = 667,58 \text{ Н/м}^2;$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження. Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження γ_{fe} визначається за табл. залежно від

частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$; $\gamma_{fe} = 0,49$. C – коефіцієнт, що визначається за вказівками $C = \mu \times C_b \times C_{alt}$

, де μ – коефіцієнт що коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю. При куті нахилу покрівлі $\alpha < 25^\circ$ $\mu = 1$; C_b – коефіцієнт що враховує режим експлуатації покрівлі, в даному випадку $C_b = 1$; C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти $C_{alt} = 1$

Отже $C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$.

$S_0 = 1310 \text{ Па}$, – характеристичне значення снігового навантаження, для м. Самбора Львівської області, згідно з ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи";

$$C = \mu \times C_e \times C_{alt} = 1 \times 1 \times 1 = 1;$$

$\mu = 1$ – коеф. переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю;

$$C_e = 1, \text{ – бо відсутні дані про режим експлуатації;}$$

$$C_{alt} = 1 \text{ – коеф. географічної висоти.}$$

Граничне розрахункове

$$S_{gr} = \gamma_{fm} \times S_0 \times C = 1,04 \times 1310 \times 1 = 1362,4 \text{ Н.м/м}^2;$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, згідно табл. 8.3 ДБН «Навантаження і впливи» $\gamma_{fm} = 1,04$, що відповідає терміну експлуатації конструкції – 60 років.

Розраховуємо систему крокв, яка опирається на осі А і Д.
Максимальні моменти у системі знаходимо за допомогою програмного комплексу “Ліра САПР”.

Зображення 1

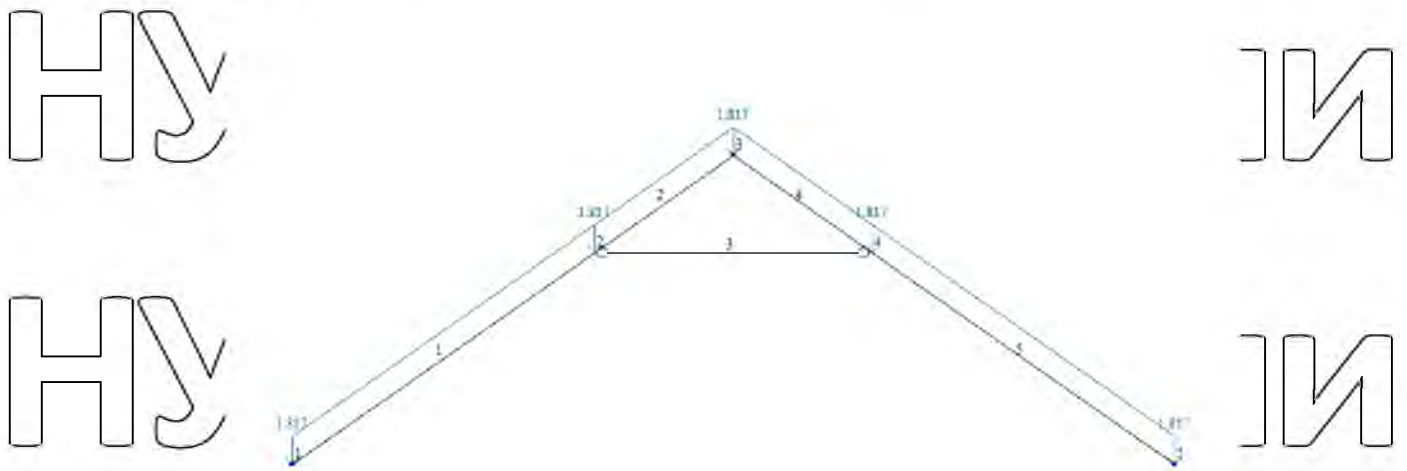
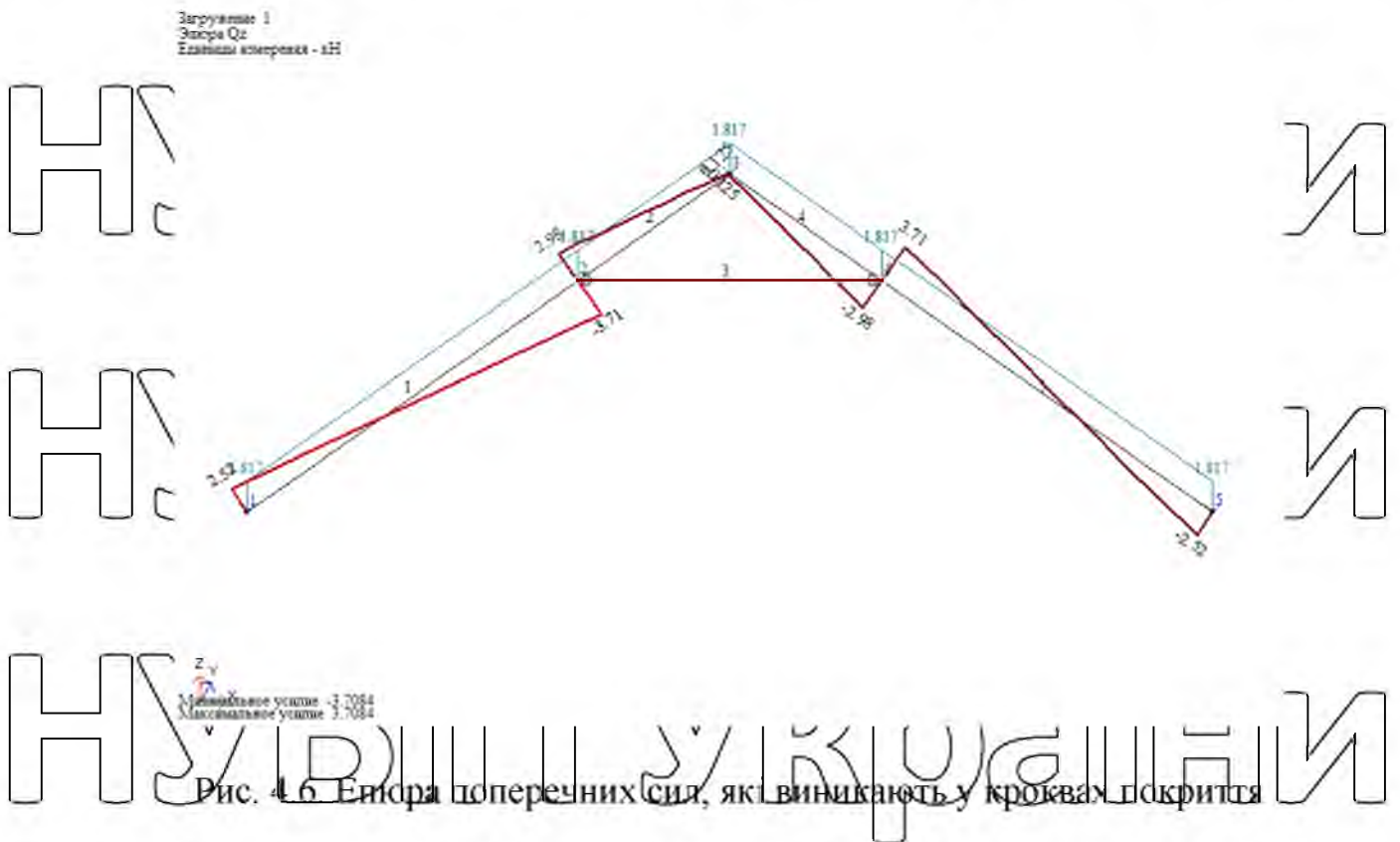
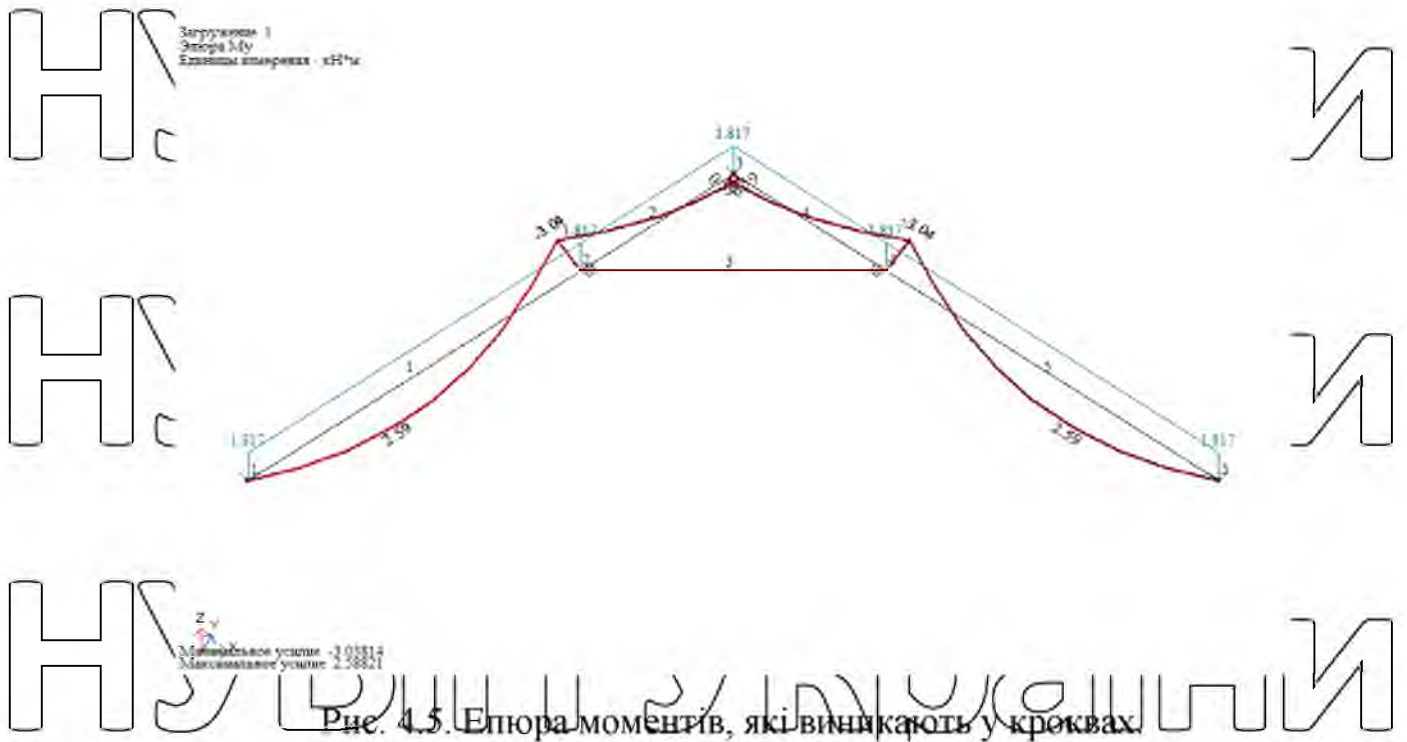


Рис. 4.4. Розрахункова схема системи крокв



Із епюри моментів бачимо, що максимальний момент, який виникає у

системі становить $M_{max} = 3,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Визначаємо необхідний момент опору перерізу.

Розрахунковий опір деревини на згин згідно ДБН В.2.6-161:2010.

НУБІП України

$$X_d = K_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} = 0,6 \cdot \frac{24}{1,3} = 11,08 \text{ МПа}$$

де X_d - розрахункова величина ;
 $X_k = 24 \text{ МПа}$ - характеристичне значення міцності сосни II сорту (табл.

A2 ДБН. . В.2.6.-161:2010.).

НУБІП України

$$\gamma_M = 1,3$$

коefficient надійності за характеристикою матеріалу (табл. 7.3 ДБН. . В.2.6.-161:2010.)
 $K_{mod} = 0,6$ - коеф. для дощатоклесної деревини (табл. 8.1 ДБН)

$$W_{тр} = \frac{M_{max}}{k_w X_d} = \frac{3,04 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,108} = 304,85 \text{ см}^3.$$

НУБІП України

Приймаємо крокву перерізом 70x180см.

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{7,5 \cdot 17,5^2}{6} = 382,8 \text{ см}^3, \text{ що є більше ніж } W_{тр} = 304,85 \text{ см}^3.$$

Перевірка міцності

НУБІП України

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{304,85}{382,8} = 0,8 \text{ Н/см}^2 = 8 \text{ МПа} < R_{m,b} = 13 \cdot 1 = 13 \text{ МПа}$$

Міцність крокви забезпечена.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

5. Основи та фундаменти

5.1. Розрахунок та конструювання фундаменту

Вантажні площі

Вантажна площа 1-1 $A_1 = 3,05 \cdot 1 = 3,05 \text{ м}^2$,

Вантажна площа 2-2 $A_2 = A_2 = 4,8 \cdot 5 = 24 \text{ м}^2$.

Вводимо коефіцієнт сполучень навантажень ψ_A , оскільки умова $A_2 > A_1 = 9 \text{ м}^2$.

$$\psi_{A_1} = 0,5 + \frac{\psi_{A_1} - 0,5}{\sqrt{n}}, \quad \text{де} \quad \psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A_1}{A_2}}}$$

n – кількість перекриттів, з яких збирається навантаження.

Для перерізу 2-2:

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{24}{9}}} = 0,78$$

$$\psi_{A_1} = 0,5 + \frac{0,78 - 0,5}{\sqrt{4}} = 0,64$$

Врахування дії вітру на споруду

Граничне розрахункове вітрове навантаження розраховується за формулою

$W_{fm} = \gamma_{fm} \times W_0 \times C$ де
 γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, $\gamma_{fm} = 1,04$

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску.

Для м. Самбор, $W_0 = 520 \text{ Па}$

C – коефіцієнт що визначається за формулою:

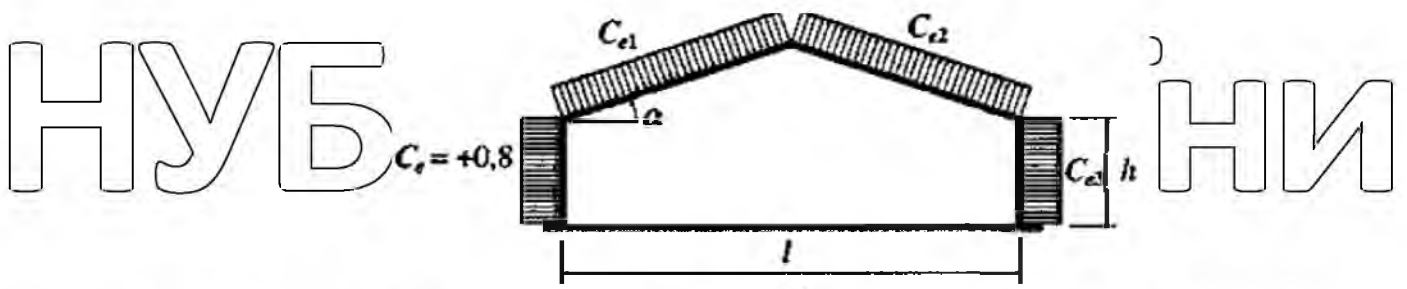


Рис. 5.1. Розрахункова схема будівлі на дію вітрового навантаження

$$C_e = C_{abv} \times C_h \times C_{alt} \times C_{rel} \times C_{dir} \times C_d$$

C_{abv} в даному випадку має вигляд коефіцієнта C_e що враховується для визначення вітрового тиску прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди.

Ухил даху становить 35° .

При $h/l = 1,34$ і $b/l = 0,66$:

$$C_{e1} = -0,385;$$

$$C_{e2} = -0,685;$$

$$C_{e3} = -0,534,$$

Коефіцієнт висоти споруди C_h враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), типу навколишньої місцевості. Прийmemo що будівля розташована в зоні III (приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви)

Для висоти

Z(м)	III тип
5	0,4
10	0,6
20	0,85

Коефіцієнт географічної висоти C_{alt} враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря. $C_{alt} = 1$ ($H < 0,5$ км).

Коефіцієнт рельєфу C_{rel} враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта. $C_{rel} = 1$ при $\varphi < 0,05$.

Коефіцієнт напрямку C_{dir} враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру - $C_{dir} = 1$.

Коефіцієнт динамічності C_d враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду

приймаємо $C_d = 1$

Коефіцієнт для висоти 3,9 м:

$$C_e^1 = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,32$$

$$C_{e3}^1 = -0,534 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,22$$

Коефіцієнт для висоти 7,2 м:

$$C_e^2 = 0,8 \cdot 0,488 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,39$$

$$C_{e3}^2 = -0,534 \cdot 0,488 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,26$$

Коефіцієнт для висоти 10,5 м:

$$C_e^3 = 0,8 \cdot 0,625 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,5$$

$$C_{e3}^3 = -0,534 \cdot 0,625 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,334$$

Коефіцієнт для висоти 12,2 м:

$$C_{e1}^4 = -0,385 \cdot 0,655 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,252$$

$$C_{e2}^4 = -0,69 \cdot 0,655 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,452$$

Вітрове навантаження на каркас

$$W_e^1 = 1,04 \cdot (0,32) \cdot 0,52 = 0,173 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_{e3}^1 = 1,04 \cdot (-0,22) \cdot 0,52 = -0,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_e^2 = 1,04 \cdot (0,39) \cdot 0,52 = 0,211 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_{e3}^2 = 1,04 \cdot (-0,26) \cdot 0,52 = -0,141 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_e^3 = 1,04 \cdot (0,5) \cdot 0,52 = 0,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_{e3}^3 = 1,04 \cdot (-0,334) \cdot 0,52 = -0,187 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Вітрове навантаження на дах:

$$W_{e1}^1 = 1,04 \cdot (-0,385) \cdot 0,52 = -0,208 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$W_{e2}^1 = 1,04 \cdot (-0,685) \cdot 0,52 = -0,37 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Горизонтальне вітрове навантаження замінюю зосередженими силами, прикладеними у вузлах будинку.

Визначаю ці сили за формулою $F_i = W_{wi} \times A_i$;

$$F_1 = 0,173 \times 3,6 \times 1 = 0,62 \text{ кН};$$

$$F_2 = 0,211 \times 3,3 \times 1 = 0,7 \text{ кН};$$

$$F_3 = 0,27 \times 3,3 \times 1 = 0,89 \text{ кН};$$

$$F_4 = 0,37 \times 3,6 \times 1 = 1,33 \text{ кН};$$

Знайдемо суму моментів горизонтальних вітрових зусиль :

$$\sum M = F_1 \cdot h_1 + F_2 \cdot h_2 + F_3 \cdot h_3 + F_4 \cdot h_4 + F_5 \cdot h_5 + F_6 \cdot h_6 = 3,9 \cdot 0,62 + 7,2 \cdot 0,7 + 10,5 \cdot 0,79 + 12,2 \cdot 1,33 = 32$$

Визначимо зусилля від вітру:

У перерізі 1-1:

$$N_0 = \left(\frac{M \cdot l_1}{l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + l_4^2 + l_5^2 + l_6^2} \right) = \left(\frac{32 \cdot 8,9}{8,9^2 + 5,4^2 + 0,9^2 + 3,9^2 + 8,4^2 + 11,9^2} \right) = 0,85 \text{ кН}$$

$$N = 0,85 / 1,4 = 0,61 \text{ кН}$$

В перерізі 2-2:

$$N_0 = \left(\frac{M \cdot l_2}{l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + l_4^2 + l_5^2 + l_6^2} \right) = \left(\frac{32 \cdot 5,4}{8,9^2 + 5,4^2 + 0,9^2 + 3,9^2 + 8,4^2 + 11,9^2} \right) = 0,52 \text{ кН}$$

$$N = 0,52 / 1,4 = 0,37 \text{ кН}$$

5.2. Збір навантажень на обріз фундаменту

Таблиця 5.1

Збір навантажень на 1м² перекриття типового поверху

Види навантажень	Експлуатаційне навантаження (кН/м ²)	Коефіцієнт надійності γ_{fin}	Розрахункове навантаження (кН/м ²)
Перекриття першого поверху Поетійне			

Паркет на клею $\delta=22$ мм; $\rho=800$ кг/м ³	0,176	1,1	0,194
Вологостійка фанера $\delta=18$ мм; $\rho=650$ кг/м ³	0,117	1,2	1,4
З/б плита перекриття $\delta=200$ мм; $\rho=2500$ кг/м ³	5	1,1	5,5
Тимчасове (корисне) Довготривале (70%)	1,4	1,2	1,26
Короткотривале (30%)	0,6	1,2	0,54
Всього	$g_n=7,293$	-	$g=8,89$

Збір навантажень на обріз фундаменту приводимо у вигляді таблиці 5.2

Таблиця 5.2

Розрахункова формула

Розрахункова формула	Пер. 1-1		Пер. 2-2	
	N_0	N	N_0	N
1. Покриття				
$q_0 \cdot A_1 = 1,16 \cdot 3,05$	3,54			
$q \cdot A_1 = 1,82 \cdot 3,05$		5,55		
2. Перекриття цокольного поверху				
$(g_0 + v_0) \cdot A_1 \cdot n = (6,24 + 4) \cdot 3,05 \cdot 1$	31,23			
$(g + v) \cdot A_1 \cdot n = (6,98 + 4,8) \cdot 3,05 \cdot 1$		35,93		
$(g_0 + v_0 \cdot \psi_n) \cdot A_2 \cdot n = (6,24 + 4 \cdot 0,64) \cdot 24 \cdot 1$			241,2	
$(g + v \cdot \psi_n) \cdot A_2 \cdot n = (6,98 + 4,8 \cdot 0,64) \cdot 24 \cdot 1$				241,25
3. Перекриття типового поверху				
$(g_0 + v_0) \cdot A_1 \cdot n = (5,293 + 2) \cdot 3,05 \cdot 2$	44,49			
$(g + v) \cdot A_1 \cdot n = (6,49 + 2,4) \cdot 3,05 \cdot 2$		54,23		
$(g_0 + v_0 \cdot \psi_n) \cdot A_2 \cdot n = (5,293 + 2 \cdot 0,64) \cdot 24 \cdot 3$			473,3	
$(g + v \cdot \psi_n) \cdot A_2 \cdot n = (6,49 + 2,4 \cdot 0,64) \cdot 24 \cdot 3$				577,87
4. Власна вага колон				
$0,4 \cdot 0,4 \cdot 13,2 \cdot 2,5 \cdot (10)$			52,8	63,36
5. Власна вага стін				
$0,38 \cdot 1 \cdot 12,5 \cdot 1,8 \cdot (10)$	85,5	102,6		
6. Вертикальне навантаження від вітру				
	0,61	0,85	0,37	0,52
7. Сумарне навантаження				
	156,6	201,6	738,7	884,5

5.3. Визначення назв шарів ґрунту за фізичними характеристиками

У результаті геологічного дослідження отримано наступні геологічні характеристики ґрунтів, табл. 5.3.

Таблиця 5.3

№ шару	Пот-сть шару	Назва ґрунту	Характеристики ґрунтів							
			$\gamma, \text{кН/м}^3$	e	I_p	I_L	$R_{окПа}$	ϕ_n	$c_n, \text{кПа}$	$E_s, \text{МПа}$
1	3,4	Сугісок пілуватий, пластичний	19,2	0,15	0,05	0,2	300	30	21	30
2	1,4	Легкий пілуватий суглинок, твердий	16,5	0,75	0,09	-0,01	241,7	23	25	17
3	2,7	Суглинок пілуватий, твердий	16,5	0,43	0,1	-1,2	300	26	47	31,9
4	4,9	Суглинок пілуватий, напівтвердий	17,5	0,61	0,12	0,17	262	24,4	33,4	22
5	6,7	Глина легка пілувата, напівтверда	10,1	0,98	0,2	0,15	230	16	39,5	14,1

5.4. Визначення розмірів фундаменту в перерізі 1-1

Для м. Самбур львівської області нормативна глибина промерзання ґрунтів – 80 см. У будинку проектуємо підвал висотою 2,2 м.

Визначення площі підшви фундаменту

$$A = \frac{N_0}{R_0 + \gamma_m \cdot d} = \frac{166,6}{300 + 22 \cdot 2,55} = 0,68 \text{ м}^2$$

Приймається ширина подушки під фундамент $b = 0,8 \text{ м}$.

В якості ґрунту основи приймаємо шар 2 – суглинок пілуватий, твердий.

Середній тиск під підшовою фундаменту P не повинен перевищувати

розрахункового опору ґрунту основи R , який визначається за формулою :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot \gamma_{II} \cdot b + M_q \cdot d_i \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] ;$$

$$b = 0,8 \text{ м}$$

$$\gamma_{c1} = 1,25$$

$$\gamma_{c2} = 1,1, \text{ бо } L/H = 20,8/16,4 = 1,27$$

$$k_z = 1 \text{ (при } b < 10 \text{ м)}$$

$k = 1,1$ - коефіцієнт який дорівнює 1,1, якщо φ і c прийняті за таблицями.

$M_s = 1,15$; $M_q = 5,59$; $M_c = 7,95$ - коефіцієнти умов роботи.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{ef} \cdot \gamma_{ef}}{\gamma_{II}} = 0,5 + \frac{0,1 \cdot 24}{19,2} = 0,63, \text{ де}$$

$d_b = 2,1$ м – приведена глибина підвалу – віддаль від рівня планування до підлоги підвалу.

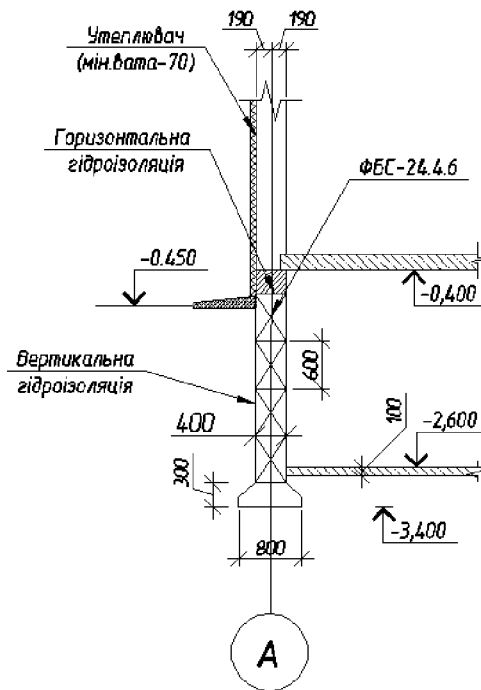


Рис. 5.2. Розрахункова схема до визначення фундаменту у перерізі 1-1

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} [1,15 \cdot 1 \cdot 19,2 \cdot 0,8 + 5,59 \cdot 0,63 \cdot 19,2 + (5,59 - 1) \cdot 2,1 \cdot 19,2 + 7,95 \cdot 21] = 546,6 \text{ кПа}$$

$$P = \frac{N_0 + G_{\phi} + G_{sp}}{A}$$

$$G_{\phi} = ((0,8 \cdot 1) \cdot 0,3 + (0,4 \cdot 1) \cdot 2,4) \cdot 25 = 30 \text{ кН.}$$

$$G_{sp} = (0,2 \cdot 2,6) \cdot 19,2 = 9,98 \text{ кН}$$

$$P = \frac{N_0 + G_{\phi} + G_{sp}}{A} = \frac{166,6 + 30 + 9,98}{0,8} = 258 \text{ кПа}$$

$$P = 258 \text{ кПа} \leq R = 546,6 \text{ кПа}$$

Приймаємо фундамент шириною 0,8 м.

Перевірка фундаменту на сумісну дію горизонтальних і вертикальних

сил:

НУБІП УКРАЇНИ

$$d_{екв} = \frac{q}{\gamma_{II}} = \frac{10}{19,2} = 0,52$$
$$\phi_{сер} = 30^{\circ}$$

$$\gamma'_{II} = 19,2$$

Активний боковий тиск ґрунту:

НУБІП УКРАЇНИ

$$\sigma_1 = \gamma'_{II} \cdot d_{екв} \cdot tg^2 \left(45 - \frac{\phi_{сер}}{2} \right) = 19,2 \cdot 0,52 \cdot tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 3,33 \text{ кПа}$$

Тиск на рівні підшви фундаменту:

НУБІП УКРАЇНИ

$$\sigma_2 = \gamma'_{II} \cdot (d + d_{екв}) \cdot tg^2 \left(45 - \frac{\phi_{сер}}{2} \right) = 19,2 \cdot (2,95 + 0,52) \cdot tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 22,21 \text{ кПа}$$

Рівнодійна активного тиску визначається за формулою:

$$H_a = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d = \frac{3,33 + 22,21}{2} \cdot 2,95 = 37,67 \text{ кН.}$$

Висота точки прикладання рівнодійної активної тиску, рахуючи від підшви фундаменту, знаходимо:

НУБІП УКРАЇНИ

$$h_0 = \frac{d \cdot (d + 3) \cdot d_{екв}}{3 \cdot (d + 2 \cdot d_{екв})} = \frac{2,95 \cdot (2,95 + 3 \cdot 0,55)}{3 \cdot (2,95 + 2 \cdot 0,55)} = 1,12 \text{ м.}$$

Момент рівнодійної активного тиску ґрунту відносно підшви фундаменту:

НУБІП УКРАЇНИ

$$M_A = H_a \cdot h_0 = 37,67 \cdot 1,12 = 42,19 \text{ кН м.}$$

Фактичні напруження під підшвою фундаменту:

Величина пасивного тиску:

НУБІП УКРАЇНИ

$$\sigma_n = \gamma'_{II} \cdot d_{екв} \cdot \lambda = 19,2 \cdot 0,52 \cdot 3 = 29,95 \text{ кПа}$$

$$\text{де } \lambda = tg^2 \left(45 + \frac{\phi_{сер}}{2} \right) = tg^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3;$$

Рівнодійна пасивного тиску:

НУБІП УКРАЇНИ

$$H_n = \frac{\sigma_n}{2} \cdot d_1 = \frac{29,95}{2} \cdot 0,52 = 7,79 \text{ кН}$$

Момент від дії пасивного тиску:

$$M_{II} = H_n \cdot \frac{d_1}{3} = 7,79 \cdot \frac{0,63}{3} = 1,64 \text{ кНм}$$

Сумарний момент всіх зусиль відносно підосви фундаменту:

$$M = M_A - M_U = 42,19 - 1,64 = 40,55 \text{ кНм.}$$

Момент опору підосви фундаменту при $b=0,7\text{ м}$

$$W = \frac{L \cdot b^2}{6} = \frac{1 \cdot 0,8^2}{6} = 0,107 \text{ м}^3$$

$$P_{\max(\min)} = P \pm \frac{M}{W} = 258 \pm \frac{40,55}{0,107} = 258 \pm 378,97$$

$$P_{\max} = 637 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = 620,5 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 655,92 \text{ кПа}$$

Умова виконується.

5.5. Визначення розмірів фундаменту у перерізі 2-2

Приймаємо:

$$\text{Бетон С16/20: } \gamma_{b2} = 0,9; R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ МПа}; E_b = 23000 \text{ МПа};$$

Арматура класу А400С: $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. Умовний

розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 0,3 \text{ МПа}$;

Попередньо ширину підосви фундаменту визначимо за формулою:

$$A = \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot d};$$

де N_n – нормативне вертикальне нормативне навантаження на колону;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту, $R_0 = 225 \text{ кПа}$;

γ – середнє значення ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах, $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$

d – глибина закладання фундаменту, $d = 0,9 \text{ м}$.

$$A = \frac{N_n}{R_0 - \gamma \cdot d} = \frac{738,7}{225 - 20 \cdot 0,9} = 1,93 \text{ м}^2;$$

Приймаємо $A = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2$;

Тиск під подошвою фундаменту:

$$p_{sf} = \frac{N}{A_f} = \frac{738,7}{2,25} = 328,31 \text{ кН/м}^2;$$

З умови розрахунку на продавлювання знаходимо мінімальну робочу

висоту:

$$h_{0,min} = \frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{0,9R_{bt} + p_{sf}}}$$
$$= \frac{0,4 + 0,4}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{738,7}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 + 328,31}} = 0,2 \text{ м,}$$

$$h_{f,min} = h_0 + a_t = 0,2 + 0,04 = 0,24 \text{ м,}$$

Приймаємо: $H_f = 300 \text{ мм}$, $h_0 = 30 - 4 = 26 \text{ см}$;

Розрахункові січення:

I-I – по грані колони;

II-II – по грані ступені;

Перевіряємо умову міцності по поперечній силі без поперечного армування в похилому перерізі:

На 1м ширини цього січня поперечна сила:

$$Q_1 = 0,5 \cdot (a - h_c - 2 \cdot h_0) \cdot p_{sf} = 0,5 \cdot (1,5 - 0,4 - 2 \cdot 0,86) \cdot 328,31 = 101,78 \text{ кН,}$$

Мінімальне поперечне зусилля Q_b , яка сприймається бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b_3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b_2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01} = 0,6 \cdot 0,081 \cdot 150 \cdot 86 = 626,94 \text{ кН,}$$

$$Q_1 = 101,78 \text{ кН} < Q_b = 626,94 \text{ кН,}$$

5.6. Розрахунок фундаменту на продавлювання

Міцність фундаменту на продавлювання по поверхні піраміди:

$$P \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot u_m;$$

$$u_m = 4 \cdot (h_0 + h_c) = 4 \cdot (86 + 40) = 504 \text{ см,}$$

$$P = N = 738,7 \text{ кН} < \alpha \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot u_m = 1 \cdot 0,081 \cdot 26 \cdot 504 = 1061,24 \text{ кН,}$$

Умова проти продавлювання виконується.

НУБІП УКРАЇНИ

5.7. Конструювання фундаменту. Визначення необхідної кількості арматури

Моменти що виникають у характерних перерізах:

$$M_I = 0,125 \cdot p_{st} \cdot (a - h_c)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 328,31 \cdot (1,5 - 0,4)^2 \cdot 1,5 = 74,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot p_{fr} \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 328,31 \cdot (1,5 - 0,9)^2 \cdot 1,5 = 22,16 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Фундамент Ф-1 М 1:15

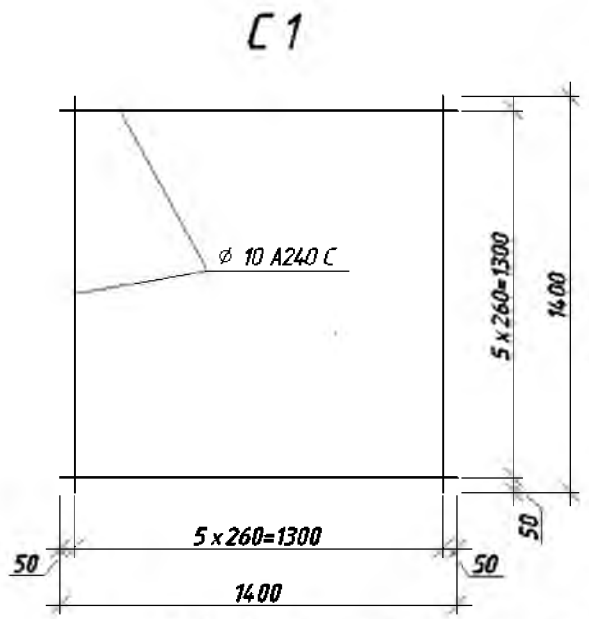
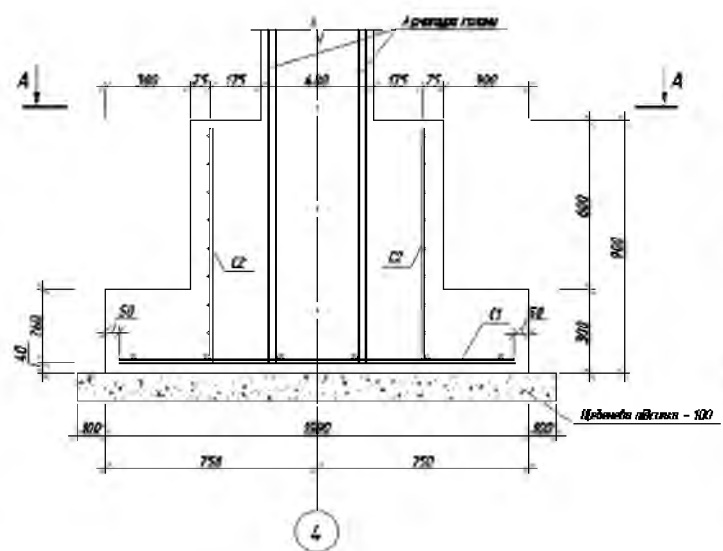


Рис. 5.3 Конструювання стовпчастого фундаменту

Необхідна площа арматури:

НУБ

НУБ

НУБ

НУБ

НУБІП УКРАЇНИ

НИ

НИ

ІНИ

ІНИ

$d=h-c=0,9h=86$ см; $\zeta_R=0,65$

Отже, коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_I \cdot \gamma_n}{b f_{cd} \gamma_{c1} d^2} = \frac{74,48 \cdot 1,0 \cdot (100)}{150 \cdot 11,5(0,1) \cdot 0,9 \cdot 86^2} = 0,065.$$

$$\zeta = 1 - 0,4\xi = 1 - 0,4 \cdot 0,065 = 0,974$$

$$\xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \alpha_m} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot 0,065} = 0,084 < \zeta_R$$

Умова виконується.

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_{sp, nec} = \frac{M_I \cdot \gamma_n}{f_{ud} \zeta d} = \frac{74,48 \cdot 1,0 \cdot (100)}{363,6(0,1) \cdot 0,974 \cdot 86} = 2,45 \text{ см}^2$$

$$f_{ud} = \frac{f_{uk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 363,6 \text{ МПа}$$

Переріз II-II

$d=h-c=0,9h=26$ см; $\zeta_R=0,65$

Отже, коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_I \cdot \gamma_n}{b f_{cd} \gamma_{c1} d^2} = \frac{22,16 \cdot 1,0 \cdot (100)}{150 \cdot 11,5(0,1) \cdot 0,9 \cdot 26^2} = 0,021.$$

$$\zeta = 1 - 0,4\xi = 1 - 0,4 \cdot 0,021 = 0,99$$

$$\xi = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \alpha_m} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \cdot 0,021} = 0,026 < \zeta_R$$

Умова виконується

Необхідна площа перерізу арматури

$$A_{sp, nec} = \frac{M_I \cdot \gamma_n}{f_{ud} \zeta d} = \frac{22,16 \cdot 1,0 \cdot (100)}{363,6(0,1) \cdot 0,99 \cdot 26} = 2,36 \text{ см}^2$$

$$f_{ud} = \frac{f_{uk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 363,6 \text{ МПа}$$

Приймаємо 6@10A240C з площею $A_s = 4,71 \text{ см}^2$; з кроком $s=250$ мм, за перерізом I-I.

6. Організація будівельного виробництва

НУБІП України

6.1. Підрахунок об'ємів робіт та трудомісткості

Підрахунок об'ємів робіт та трудомісткості зведений у табл. 6.1.

Таблиця 6.1

№ п/п	Шифр позиції нормативу	Назва роботи	Одиниці виміру	Обсяг робіт	Норма часу год/год	Трудомісткість		Грибальність, зм. визначено приймає	Склад ланки	К-сть ланок	Режим роботи
						год/год	люд-зм маш-зм				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
А. Підземна частина											
1	E2-1-36	Гладкування плаші бульдозером	1000 м ²	2	0,6	12	0,6	0,6	Машинист 6р-1	1	1
2	E2-1-7	Розробка ґрунту екскаватором	1000 м ³	1,2	32,8	39,36	4,92	4,92	Машинист 6р-1	1	2
3	E2-1-47	Розробка ґрунту вручну у траншеях	100 м ³	0,64	1717 16,61	109,89 10,63	13,73 1,33	3,44	Машинист 5р-1 Землероб 2р-1	1	2
4	E6-3-3	Укладання зрівняної основи під фундаменти	м ²	В	4,22 0,3	6136 3,9	7,67 0,48	3,83	Монтажник 4р-1 Монтажник 2р-2	1	2
5	E4-1-1	Укладання блоків і плит збірних стілецьких фундаментів	100 шт.	3,02	119,63 33,21	361,28 109,29	45,16 12,54	15,03	Машинист 5р-1 Монтажник 3р-3	1	2
6	E2-1-34	Засипка траншей і котлованів бульдозером	1000 м ³	0,3	11,37	3,11	0,39	0,39	Машинист 6р-1	1	1
7	E3-2	Гідроізляція стін фундаментів	100 м ²	3,89	8,3	26,48	3,31	1,7	Ізолятор 3р-1	2	1
Б. Надземна частина											
8	E6-50-2	Монтаж опалубки для влаштування перекриття цокольного п-ху	м ²	320	0,82 0,22	262,4 70,4	32,8 8,8	8,2	Тестяр 4р-4 Машинист 6р-1	1	2
9	ED 6-61-12	Встановлення арматурних стірок у перекритті цокольного поверху	т	2,8	22,67 4,5	63,5 14	7,94 0,78	3,97	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
10	ED 6-61-12	Влаштування перекриття цокольного поверху	100 м ²	0,64	96 4,836	61,44 30,95	7,68 3,87	3,87	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
11	E3-3	Мурування зовнішніх і внутрішніх стін першого поверху	м ³	17,55	2,8	48,14	60,39	10,07	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1	3	2
12	E3-16	Укладання перемичок над дверними і віконними проїздами 1-го п-ху	100 шт	0,6	45 15	36 12	4,5 1,5	1,8	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1 Машинист 6р-1	3	2
13	E6-50-2	Монтаж опалубки для влаштування перекриття 1-го п-ху	м ²	320	0,82 0,22	262,4 70,4	32,8 8,8	8,2	Тестяр 4р-4 Машинист 6р-1	1	2
14	ED 6-61-12	Встановлення арматурних стірок у перекритті 1-го поверху	т	2,8	22,67 4,5	63,5 14	7,94 0,78	3,97	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
15	ED 6-61-12	Влаштування перекриття 1-го поверху	100 м ²	0,64	96 4,836	61,44 30,95	7,68 3,87	3,87	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
16	E3-3	Мурування зовнішніх і внутрішніх стін 2-го поверху	м ³	17,55	2,8	44,14	55,14	9,2	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1	3	2
17	E3-16	Укладання перемичок над дверними і віконними проїздами 2-го п-ху	100 шт	0,95	45 15	42,75 14,55	5,34 1,82	1,34	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1 Машинист 6р-1	3	2
18	E6-50-2	Монтаж опалубки для влаштування перекриття 2-го п-ху	м ²	320	0,82 0,22	262,4 70,4	32,8 8,8	8,2	Тестяр 4р-4 Машинист 6р-1	1	2
19	ED 6-61-12	Встановлення арматурних стірок у перекритті 2-го поверху	т	2,8	22,67 4,5	63,5 14	7,94 0,78	3,97	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
20	ED 6-61-12	Влаштування перекриття 2-го поверху	100 м ²	0,64	96 4,836	61,44 30,95	7,68 3,87	3,87	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
21	E3-3	Мурування зовнішніх і внутрішніх стін 3-го поверху	м ³	17,55	2,8	44,14	55,14	9,2	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1	3	2
22	E3-16	Укладання перемичок над дверними і віконними проїздами 3-го п-ху	100 шт	0,95	45 15	42,75 14,55	5,34 1,82	1,34	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1 Машинист 6р-1	3	2
23	E6-50-2	Монтаж опалубки для влаштування перекриття 2-го п-ху	м ²	320	0,82 0,22	262,4 70,4	32,8 8,8	8,2	Тестяр 4р-4 Машинист 6р-1	1	2
24	ED 6-61-12	Встановлення арматурних стірок у перекритті 2-го поверху	т	2,8	22,67 4,5	63,5 14	7,94 0,78	3,97	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
25	ED 6-61-12	Влаштування перекриття 3-го поверху	100 м ²	0,64	96 4,836	61,44 30,95	7,68 3,87	3,87	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2
26	E3-3	Мурування зовнішніх і внутрішніх стін 3-го поверху	м ³	17,55	2,8	44,14	55,14	9,2	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1	3	2
27	E3-16	Укладання перемичок над дверними і віконними проїздами 3-го п-ху	100 шт	0,95	45 15	42,75 14,55	5,34 1,82	1,34	Муляр 4р-1 Муляр 3р-1 Машинист 6р-1	3	2
28	E6-50-2	Монтаж опалубки для влаштування перекриття 3-го п-ху	м ²	274	0,82 0,22	199,88 51,48	24 6,44	6,44	Тестяр 4р-4 Машинист 6р-1	1	2
29	ED 6-61-12	Встановлення арматурних стірок у перекритті 3-го поверху	т	2,8	22,67 4,5	63,5 14	7,94 0,78	3,97	Монтажник 4р-2 Машинист 6р-1	1	2

30	ЕД 6-61-12	Влаштування перекриття 3-го поверху	100 м ²	0,84	96 48,36	6144 3072	7,68 3,87	3,87 4	Монтажнік 4 р -2 Машиніст 6 р -1	1	2
31	Е3-3	Мурування зовнішніх і внутрішніх стін максимумного поверху	м ³	129,6	2,8 -	3612 -	45,15 -	7,5 8	Муляр 4 р -1 Муляр 3 р -1	3	2
32	Е3-16	Кладання перемичок над дверима і віконними проїздами макс. п-ху	100 шт	0,32	45 15	14,4 4,8	1,8 0,6	0,45 1	Муляр 4 р -1 Муляр 3 р -1 Машиніст 6 р -1	3	2
33	Е3-3	Мурування перегородок 1/2 цегли	100 м ²	5,2	19118 -	994,2 -	124,3 -	15,5 16	Муляр 4 р -1 Муляр 3 р -1	4	2
34	Е6-9	Влаштування конструкцій даху	м ³	28,7	29,2 15	838 43	104,75 5,4	20,95 21	Стеляр 4 р -3 Стеляр 3 р -2 Машиніст 4 р -1	1	1
35	Е5-1-10	Монтаж металочерепиці	100 м ²	4,8	9,7 0,013	46,56 0,06	5,82 0,07	5,82 6	Покривальник 3 р -3 2 р -2 Машиніст 4 р -1	1	1
36	Е6-В	Заповнення віконних проїздів	100 м ²	1,33	18 6,7	23,94 6,9	2,99 1,11	3 3	Стеляр 4 р -1 Стеляр 2 р -1 Машиніст 4 р -1	1	2
36	Е6-В	Заповнення дверних проїздів	100 м ²	1,95	19 6,7	35,1 13,1	4,4 1,11	4,4 5	Стеляр 4 р -1 Стеляр 2 р -1 Машиніст 4 р -1	1	2
37	Е6-50-2	Влаштування бетонної підготовки	100 м ²	2,68	7,5 -	20,1 -	2,51 -	2,51 3	Бетоняр 4 р -1 Бетоняр 3 р -1	1	2
38	Е14-40	Влаштування гідроізоляції	100 м ²	7,23	6,7 -	48,44 -	6,1 -	3,05 3	Ізолятор 3 р -1 Ізолятор 2 р -1	1	2
39	Е7-12	Влаштування тепло і звукоізоляції	100 м ²	7,23	5,7 -	41,21 -	5,15 -	2,58 3	Теплоізолятор 3 р -1 2 р -1	1	2
40	Е7-12	Влаштування цементної стяжки	100 м ²	10,1	9,6 -	96,96 -	12,12 -	3,03 3	Бетоняр 4 р -1 Бетоняр 3 р -1	2	2
41	Е8-1-2	Високотисне штукатурка стін і стель	100 м ²	31,1	14 -	435,4 -	54,43 -	5,44 6	Штукатур 5 р -1 4 р -1 3 р -2 2 р -1	2	1
42	Е19-42	Влаштування покриття з паркету	100 м ²	4,38	19 -	83,22 -	10,4 -	5,2 5	Паркетчик 3 р -1	2	2
43	Е8-1-15	Високотисне фарбування стін і стель	100 м ²	31,1	5,5 -	171,05 -	21,38 -	7,1 7	Маляр 4 р -1	3	2
44	Е11-41	Теплоізоляція зовн. стін міндатою	100 м ²	9,6	4,5 -	43,52 -	5,44 -	5,44 6	Ізолятор 4 р -1 3 р -1 2 р -1	2	1
45	Е8-1-2	Політисне штукатурення фасаду	100 м ²	9,6	58 -	556,8 -	68,6 -	6,96 7	Штукатур 5 р -1 4 р -1 3 р -2 2 р -1	2	1
46	Е8-1-15	Високотисне фарбування фасаду	100 м ²	9,6	5,5 -	52,8 -	6,6 -	2,2 3	Маляр 4 р -1	3	1

6.2. Підбір крану для подачі крокв

Для підбору крану керуємося такими основними параметрами: Висота підйому гака H , виліт стріли L , вага конструкції Q , яку піднімаємо.

Максимальна вага елемента покрівлі становить m .

Визначаємо необхідні параметри монтажного крану: вантажопідйомність, виліт стріли та висоту підйому крока

Висота підйому гака:

$$H_k = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (6.1)$$

h_1 – перевищення монтажного горизонту над рівнем стоянки крану, м,

h_2 – запас за висотою для забезпечення безпеки монтажу (1м),

h_3 – висота чи товщина елемента, м.,

h_4 – висота строповки від верху елемента гака крану, м.

Для крокви – $H_k = 10 + 1,0 + 0,18 + 2,2 = 13,38$ м;

Необхідний виліт стріли

$$L_m = 13$$

(6.2)

Необхідна вантажопідйомність крана:

$$Q_n = Q_{el} + Q_{пр} + Q_{в.п.} \quad (6.3)$$

де Q_{el} - маса елемента, $Q_{пр}$ - маса монтажних пристосувань ($\cong 0$),

$Q_{в.п.}$ - маса вантажозахватних застосувань.

Для крокви $Q_n = 120 + 50 = 150 \text{ кг кН}$.

Оптимальний варіант крана вибираємо за наступними показниками:

- висота підйому гака $H_k \cong 13,4 \text{ м}$;

- виліт стріли $L_{ст} = 11 \text{ м}$;

- вантажопідйомність $Q_n = 0,15 \text{ т}$.

- довжина стріли $L_{ст} = 20,3 \text{ м}$;

Вибираємо кран *Машека КС-45729А-0-01*, дана вантажопідйомність виконується при будь-якому вильоті стріли.

Висотні характеристики кану:

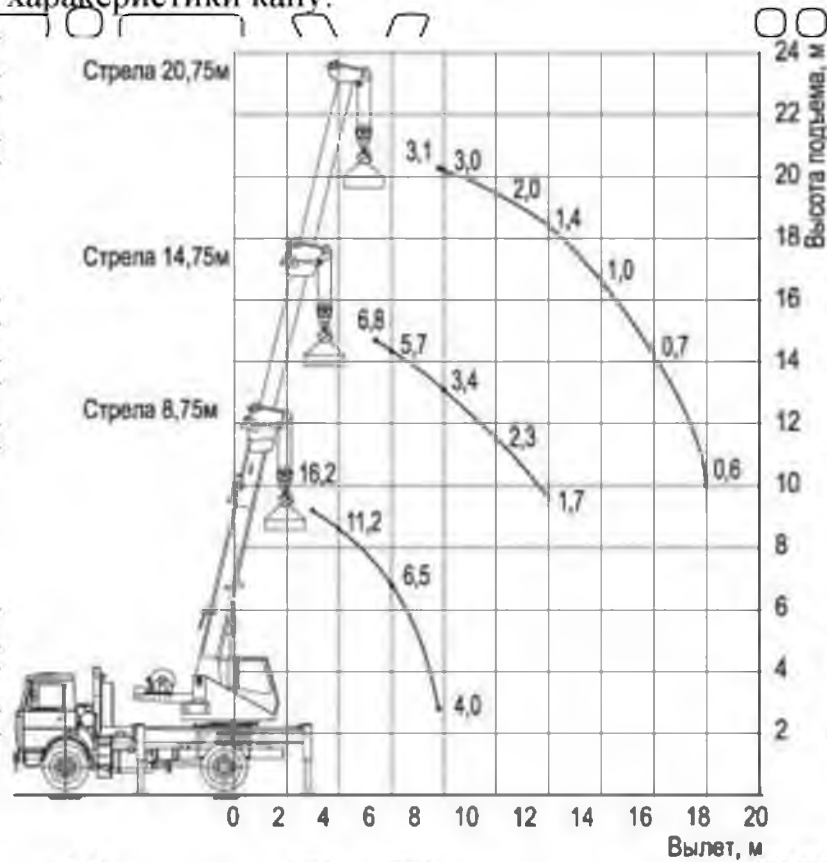


Рис. 6.1. Технічні характеристики крана *Машека КС-45729-0-01*.

Параметр	Показатель
Базовое шасси	МАЗ 533702-246-457
Двигатель шасси	ЯМЗ-236НЕ2/230 (Е-2)
Грузоподъемность максимальная, т	16,2
Грузоподъемность минимальная, т	0,6
Максимальный грузовой момент, т.м.	48,6
Высота подъема максимальная, м	20,4
Высота подъема при максимальном вылете, м	10,0
Глубина опускания, м	3,0
Длина стрелы, м	9,75 - 20,75
Вылет стрелы максимальный, м	18,0
Вылет стрелы минимальный, м	3,0
Скорость подъема/опускания груза, м/мин	10,0
Макс скорость подъема/опускания груза до 2 т, м/мин	20,0
Скорость посадки, м/мин	0,4
Частота вращения максимальная, об/мин	1,6
Частота вращения минимальная, об/мин	0,4
Скорость передвижения автокрана, км/ч	60
Габаритные размеры Д/Ш/В, мм	10700 / 2500 / 3900
Полная масса автокрана, т	18,2
Нагрузка на переднюю ось, т	6,7
Нагрузка на оси тележки, т	11,5
База выносных опор, м	4,25
Расстояние между опорами, м	5,4

Рис. 6.2. Технічні характеристики та параметри будівельного крану КС-45729-0-01

6.3. Техніка безпеки при влаштуванні даху

Перед початком роботи всі зобов'язані:

- надіти каску, спецодяг, спец. взуття встановленого зразка;
- пред'явити керівнику посвідчення про перевірку знань безпечних методів роботи;
- отримати завдання на виконання роботи в оригінала або керівника і пройти інструктаж на робочому місці з урахуванням специфіки виконуваних робіт.

1. Усі покрівельні роботи слід виконувати відповідно до вимог затвердженого проекту виконання робіт, з яким робітник повинен бути

ознайомлений, проект виробництва робіт повинен знаходитися на будівельному майданчику.

2. Забороняється проводити покрівельні роботи під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м / с і більше.

3. При виконанні робіт на вологих покрівлях, а також при роботі на даху з ухилом більше 20° незалежно від ухилу покрівельник повинен користуватися:

- Запобіжними поясами і страхувальними канатами товщиною не менше 15 мм; місця закріплення карабін повинні бути вказані майстром чи виконробом; канати для закріплення поясів не повинні тертися на гострих гранях будівельних конструкцій, а в таких місцях слід укласти запобіжні підкладки;

- Нековзаючим взуттям (повстяної, валяного).

4. Допуск робітників на даху здійснюється тільки після перевірки справності несучої основи.

5. У зв'язку з можливим падінням з даху інструменту, матеріалів необхідно влаштовувати уздовж зовнішніх стін будинків огорожу зони відповідно до ДБН.

6. Щодня після закінчення роботи дах слід очищати від залишків матеріалу та сміття, завантажуючи їх в контейнери або бачки, і опускати їх на землю за допомогою крана або лебідок. Скидати сміття з даху не допускається.

7. Пускач або рубильник для включення електромеханізмів повинен знаходитися в ящику, замикається на замок. При погляді з робочого місця все електромеханізми і електроінструмент повинні знеструмлюватися.

8. При роботі на схилах із значним ухилом (20°) при відсутності огорожувальних парпетів або ґрат, необхідно користуватися запобіжними поясами, прив'язуючи їх до стійкої конструкції будівлі. При роботі на обвісах покрівлі прив'язування необхідно незалежно від величини ухилу даху.

9. Елементи і деталі покрівель з металочерепиці подавати на робочі місця в заготовленому вигляді.

10. Під час перерв у роботі інструмент і матеріали повинні бути закріплені на даху або прибрані. Усі працюючі на об'єкті повинні бути забезпечені захисними касками.

11. Під час виконання робіт, на які видається наряд-допуск, покрівельник повинен пройти поточний інструктаж, який реєструється в наряді-допуску.

12. Після кожного виду інструктажу покрівельник повинен пройти перевірку знань, засвоєних ним при інструктажі, яку здійснює особа, яка проводила інструктаж.

13. Покрівельник, не засвоїв інструктаж або показав при перевірці знань з безпеки праці незадовільні знання, до самостійної роботи не допускається, він зобов'язаний знову пройти інструктаж і перевірку знань.

14. На дахах з ухилом від 15° до 30° , обладнаних парапетами або огорожами, дозволяється працювати без прив'язування. При роботі на обвісах покрівлі слід застосовувати переносне запобіжне огородження.

6.4. Допустимі та граничні відхилення дерев'яних конструкцій від проектного положення і проектних розмірів

Пристрій кроквяної покрівлі та інших конструкцій виконують відповідно до правил виробництва і приймання робіт дотримання яких забезпечує необхідну міцність споруджуваних конструкцій і високу якість робіт.

Абсолютна вологість деревини профільних деталей, що використовуються всередині житлових приміщень, не повинна перевищувати 15%, зовні приміщень – 18%, нефрезерованих деталей – 22%.

Усі дерев'яні конструкції на будівництво повинні поставлятися комплектно з накладками, болтами, шайбами, гайками. При перевезенні на автомашинах їх міцно закріплюють, щоб уникнути пошкоджень.

Дерев'яні конструкції та вироби на будівництві приймають за паспортом, специфікації і шляхом зовнішнього огляду. При прийманні перевіряють відповідність вимогам робочої документації, точність виконання деталей, з'єднань, якість антисептування, покриття антипиренами.

Всі деталі та вироби розсортовують і укладають в стопи чи штабеля за марками. Зберігати їх потрібно в умовах, що виключають вплив прямих сонячних променів, а також атмосферних опадів.

Граничні відхилення від номінальних розмірів дерев'яних деталей та виробів наведені у табл. 6.2.

Таблиця 6.2

Деталі і вироби	Граничні відхилення, мм, по		
	довжині	ширині	товщині
Деталі нефрезеровані при розмірі сторін:			
До 32 мм	± 3	± 1	± 1
32 ... 100 мм	± 3	± 2	± 2
Понад 100 мм	± 3	± 3	± 3
Деталі профільні	± 3	± 1	± 1
Балки, крокви та інші вироби, крім перерахованих нижче	± 5	± 3	± 2
Панелі стінові (щити)	± 6	± 4	± 3
Конфіденційність перегородки (щити)	-6	-8	± 3
Панелі перекриттів (щити)	± 5	± 6	± 3

7. Технологія будівельного виробництва

НУБІП України

7.1. Технологія влаштування покрівлі з металочерепиці

До влаштування покрівлі входять наступні види робіт:

НУБІП України

- вивантаження матеріалів;
- подання матеріалів;
- встановлення інвентарних лісів;
- збирання і встановлення неінвентарних лісів;

НУБІП України

- пристрій інвентарних помостів;
- встановлення драбин;
- укладання мауерлатів;
- встановлення крокв;

НУБІП України

- пристрій решетування;
- пристрій слухових вікон;
- укладання балок з брусів;
- розбирання інвентарних лісів;
- розбирання неінвентарних лісів;

НУБІП України

- розбирання неінвентарних ригів;
- розбирання драбин;
- обшивка металочерепицею.

До початку облаштування кроквяної покрівлі по поточному методу

повинні бути виконані наступні роботи:

НУБІП України

- укладання мауерлатів робити тільки після виконання кам'яної кладки, пристрою перекриття, пристрої сходових маршів, закладки всіх необхідних залізобетонних і металевих елементів;

- підготовлено майданчики складування матеріалів і завезений необхідний запас;

НУБІП України

- виконано виконавча зйомка конструкцій надземної частини будівлі.

Листи металочерепиці поставляються на будівельні об'єкти з заводу, як правило, за попередньо заявленим розмірами, які встановлюються в результаті ретельних обмірів схилу даху.

При обмірах ската враховується неодмінна умова - листи металочерепиці укладають на решетування так, щоб край її виступав назовні не більше ніж на 40 мм. Перевищення цього розміру (40 мм) не допускається через можливу деформацію листа під сніговим навантаженням, а також від дії вітру.

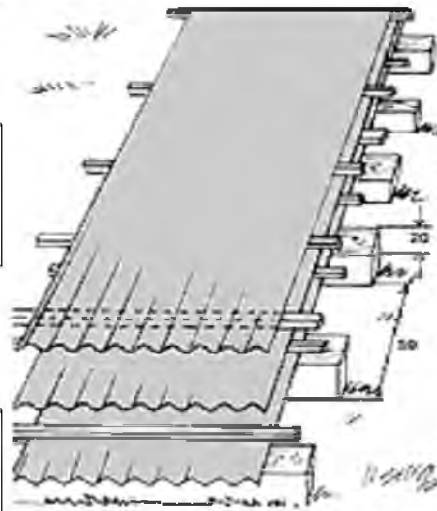


Рис. 7.1. Технологія монтажу покрівлі з металочерепиці

При влаштуванні кроку і решетування не повинно бути перекосів, скати повинні мати всі розміри відповідно до проекту.

Знаючи стандартну корисну ширину листів металочерепиці, можна підрахувати необхідну їх кількість. При довжині скатів більше 6,5 м листи рекомендується розбивати на два шматки з нахлестом не менше 200 мм.

Зберігати листи металочерепиці, що надійшли із заводу на будівельний майданчик, потрібно в такий спосіб: привезені листи металочерепиці в заводській упаковці повинні бути укладені на рівному місці на бруси товщиною до 20 см з кроком до 0,5 м (рис 7.1).

Висота стопки аркушів не більше 1 м.

Перед початком пристрою покрівлі з металочерепиці зробити контрольний обмір скатів з встановленням площинності та їх перпендикулярності по відношенню до ліній конька і карнизів. Цей процес є контрольним тому, що він

буде забезпечувати (визначати) якість укладання метало черепиці. Решетування під листи металочерепиці виконується з антисептированих дощок перерізом 25×100 мм з відстанню по осях від крайньої обрешітки - 300 мм, наступні відстані між осями – 350 мм.

Вихідна на карниз дошка повинна бути на 10-15 мм товща від інших.

Обрешітку слід укладати зверху через контр-рейку товщиною 50 мм по вільно покладеному на крокви гідропароізоляційним матеріалу з метою забезпечення вентиляції під покрівельними листами (між гідроізоляційним матеріалом і металочерепицею) і запобігання утворенню конденсату з нижньої сторони покрівельного листа.

Матеріал гідропароізоляції повинен вбирати вологу з боку теплоізоляції або мати можливість пропускати через себе пар у область підпокрівельного простору. Для хорошої вентиляції підпокрівельного простору створюються зазори таким чином, щоб струмінь холодного повітря безперешкодно міг пройти від карниза під коник даху. Вентиляційні отвори влаштовуються в найвищому місці покрівлі.

Плівка встановлюється горизонтально безпосередньо на крокви або іншу несучу конструкцію даху. Мінімальний зазор під плівкою повинен складати 50 мм.

При влаштуванні обрешітки під листами металочерепиці в сирих приміщеннях залишають зазор (мінімум 50 мм) між верхньою поверхнею гідроізоляції та нижньої металочерепиці.

Для запобігання просочування вологи на обрешітку під коньок слід прибити смугу гідроізоляційного матеріалу.

Дощки на торцевих ділянках і дошки ребристою обшивки, що виходять на карнизи, повинні бути вище решетування на висоту профільного аркуша.

Карнизна планка повинна бути закріплена до укладання листів металочерепиці цвяхами через 300 мм. Щоб конькова планка була добре закріплена, під неї по обидві сторони прибивають по дві додаткові дошки.

Монтаж листів металочерепиці починається з торцевих ділянок на двосхилому даху. Закріплення місць нахлест гвинтами.

Каплярна канавка кожного листа повинна бути накрита наступним листом. Закріплення листів над каплярними канавками в місцях нахлестів.

Монтаж покрівельних листів можна починати як з лівого, так і з правого торця. Коли монтаж починають з лівого краю, то наступний лист встановлюють під останню хвилю попереднього листа. Край листа встановлюють по карнизу і кріплять з виступом від карниза на 40 мм. Кріплення листів металочерепиці починають з закріплення трьох-чотирьох аркушів самонарізними гвинтами на коньку, вирівняти їх строго по карнизу, потім кріпити остаточно по всій довжині.

Для цього встановити перший лист і прикріпити його одним самонарізним гвинтом біля конька. Потім укласти другий аркуш так, щоб нижні краї становили рівну лінію. Скріпити нахлест одним самонарізним гвинтом по верху хвилі під першою поперечною складкою. Якщо виявиться, що листи не стикаються, слід спочатку підняти лист від іншого, потім, злегка нахилиючи аркуш і рухаючись знизу нагору, укласти складку за складкою й скріплювати самонарізаючі гвинтом по верху хвилі під кожною поперечною складкою.

Після укладання листів металочерепиці рекомендується встановити зверху декоративну планку. Планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200–300 мм.

Торцеву планку кріплять до дерев'яної основи самонарізними гвинтами, ця планка покриває торець поверх хвилі профілю. Планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200–300 мм.

Коньок даху повинен закриватися коньковими елементами після установки всіх рядових листів металочерепиці та закріплення ущільнювальної прокладки.

Конькові елементи повинні закріплюватися самонарізуючими гвинтами на кожній другій профільній хвилі. Між коньком і листами металочерепиці рекомендується встановлювати спеціальну профільну прокладку ущільнювача.

Конькова планку встановлювати строго по шнуру, крок гвинтів 200–300 мм. Профільна ущільнювальна прокладка кріпиться до решетування тонкими оцинкованими цвяхами.

Скоочування снігу над входом в будівлю явище небезпечне, тому на відстані близько 350 мм від карниза слід закріпити спеціальний снігозатримувальний пристрій. Кріплення слід здійснити крізь лист до решетування великим само нарізним гвинтом або болтом. Обрізка листів металочерепиці проводиться ножівкою по металу, ножицями або ручною електропилою з твердосплавними зубами. Всі місця зрізу, сколів і пошкоджень захисного шару повинні бути пофарбовані для запобігання диста металочерепиці від кромочної корозії.

Для безпечної експлуатації даху необхідно встановити:

- ▶ сходи для підйому на дах;
- ▶ перехідні містки повинні бути закріплені на даху, якщо ухил складає більше, ніж 1:8.

Кріплення під місток фіксуються шурупами через листи металочерепиці до додаткового підстави.

Відстань між кріпленнями - 1000 мм.

Сходи на даху кріпляться шурупами крізь лист до решетування.

7.2. Вимоги до якості і приймання робіт

4. У процесі підготовки та виконання покрівельних робіт перевіряють:
- якість листів металочерепиці (відсутність подряпин, деформацій, вигинів, надламів, розміри по довжині);
 - якість виконання обрешітки (переріз дошок обрешітки, відстань між ними і відповідність проектному рішенню);
 - наявність гідроізоляційного матеріалу;
 - наявність торцевих, конькових, карнизних планок;
 - готовність всіх конструктивних елементів для виконання покрівельних робіт;
 - правильність виконання всіх примикань до виступаючих конструкцій;
 - правильність виконання вентиляційного каналу;
 - правильність виконання конька, ендови, карнизів;

– правильність установки і закріплення сходів, перехідних містків, сходів на даху, правильність влаштування системи водовідведення.

2. Приймання робіт повинна супроводжуватися ретельним оглядом зовнішніх поверхонь покрівлі, особливо в єндовах, на карнизних ділянках, у місцях пристрою конька, всієї водовідвідної системи.

3. Виконана покрівля з металочерепиці повинна відповідати таким вимогам: всі листи металочерепиці, у тому числі конькові елементи повинні бути щільно прикріплені до решетування, без перекосів, з дотриманням нахлестів. На поверхні листів металочерепиці не повинно бути пошкоджень, зламів, вм'ятин, подряпин.

4. Виявлені при огляді готової покрівлі виробничі дефекти повинні бути виправлені до здачі будинку в експлуатацію.

5. Приймання готової покрівлі повинна бути оформлена актом з оцінкою якості робіт.

6. Приймання виконаних робіт підлягає огляду актами прихованих робіт, у тому числі виконаної пароізоляції, теплоізоляції, гідроізоляційного шару (якщо ці елементи конструкції є) пристрій антен, розтяжок, стояків, мансардних вікон.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

8. Охорона праці

8.1 Аналіз шкідливих та небезпечних факторів

При будівництві центру у місті Львові, ми зустрінемось з рядом шкідливих та небезпечних факторів, а саме:

1) підвищена запиленість і загазованість повітря робочої зони, причиною є будівельні процеси (шліфування пакуту, риття котловану, фарбувальні роботи) робота крану МАШЕКА-45729. Допустима концентрація

шкідливих речовин в повітрі робочої зони визначається відповідно до ДБН А.2.2-1:2021 «Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВИС)»;

2) підвищений рівень шуму на робочому місці. Джерелом шуму є робота крану МАШЕКА-45729, механізмів, робочого інструменту (шліфувальних машин, відбійних молотків, ударних молотків), різноманітних пристроїв. Визначається відповідно до ДБН В.2.3-15:2007;

3) підвищений рівень вібрації. Причиною є робота відбійних молотків, електродриль, крану МАШЕКА-45729, бетономішалки. Нормування вібрації проводять згідно з ГОСТ 12.1.012-90;

4) недостатнє освітлення робочого місця. Джерелом є недостатня кількість вікон та світильників. Освітлення регламентується нормами ДБН В.2.5-28-2006;

5) наявність небезпечних зон ураження електричним струмом, причиною є електрообладнання, яке використовується при виконанні будівельно-монтажних робіт. Засоби захисту від статичної електрики наведені в ДСТУ 7237-2011.

6) можливість виникнення пожежі. Причинами є іскри під час роботи ударними інструментами, короткі замикання в електричних мережах, не правильне поводження з вогнем робітників, тощо. Вимоги до пожежної безпеки нормуються ДБН В.1.1-7:2016;

При виконанні будівельних робіт слід користуватися та дотримуватись сучасних будівельних норм і правил по охороні праці, техніці безпеки, та виробничій санітарії. Працівники, які приступають до роботи зобов'язані пройти ввідний інструктаж по охороні праці.

Необхідно дотримуватись технологічної послідовності виробничих процесів. Контроль за дотриманням техніки безпеки та виробничої санітарії повинен відображатися в проекті організації будівництва та проекті виконання робіт і покладається на інженерів по техніці безпеки. Особливу увагу необхідно звернути на організацію робочих місць, яка повинна забезпечувати безпечне виконання робіт.

Організація робіт по забезпеченню охорони праці; організація виробничих територій, робочих ділянок, та робочих місць; вимоги безпеки до виробничих територій, робочих ділянок, та робочих місць; вимоги безпеки при складанні матеріалів і конструкцій; забезпечення електробезпеки; забезпечення пожежної безпеки; забезпечення захисту працівників від дії шкідливих та виробничих факторів; вимоги експлуатації будівельних машин, транспортних засобів, виробничого обладнання, ручних машин та інструменту; вимоги при транспортних і вантажно-розвантажувальних роботах, вимоги безпеки при електрозварювальних роботах – повинні відповідати вимогам ДБН А.3.2-2-2009.

При виконанні ізоляційних, земляних, кам'яних, бетонних та залізобетонних, монтажних, електромонтажних, покрівельних та оздоблювальних робіт – необхідно дотримуватись вимог ДБН А.3.2-2-2009.

При виконанні робіт на висоті необхідно дотримуватись вимог наведених у Наказі Державного комітету України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду від 27 березня 2007 року № 62.

Освітлення будівельного майданчику повинно відповідати вимогам ДБН В.2.3-28-2006 "Природне і штучне освітлення".

8.2 Електробезпека на будівельному майданчику

Забезпечення електроенергією будівельного майданчика починає із спорудження ЛЕП. Монтаж ліній і все монтовані електроустановки повинні задовольняти вимогам Правил влаштування електроустановок (ПУЕ). На опорах повітряних ліній нульовий провід повинен розташовуватися нижче фазних проводів, а дроти зовнішнього освітлення прокладати під нульовим проводом. Відстань від нижнього проводу до землі, підлоги, настиду при найбільшій стрілі провисання має бути не менше (м): 2,5 - над робочими місцями; 3,5 – над проходами; 6,0 - над проїздами (ДБН В.2.5-23:2010).

Одним з найнебезпечніших місць на будівельному майданчику є невисока підвіска проводів тимчасових електроліній у місцях проїзду машин. Небезпека ураження може виникнути при проїзді вантажів з великими габаритами, при русі по слизькій дорозі, що має ухил, з піднятим кузовом під час руху і роботі автокранів.

Гаки і штирі ізоляторів фазних проводів на залізобетонних опорах повинні бути заземлені через сталеву арматуру опори. В мережах з заземленою нейтраллю арматура залізобетонних опор повинна бути з'єднана з нульовим заземленим проводом.

Мінімальний перетин проводів з умови механічної міцності має бути не менше (мм²): 16 - для алюмінієвих, однодротяна; 5 - для оцинкованих сталевих однодротяна; 25 - для сталевих багатодротяних проводів.

Періодичний огляд повітряної лінії виробляється електромонтером один раз на місяць, а позачергової - після аварій, ураганів, при морозі нижче 40 ° С, ожеледі, пожежі поблизу лінії.

Різні види робіт на будівельному майданчику виконують за допомогою електроустановок. При цьому пристрій електричних мереж здійснюється так, щоб можна було відключати всі електроустановки в межах ділянок робіт.

Електромонтажні роботи (приєднання і від'єднання проводів, ремонт, налагодження) виконує персонал, що має кваліфікаційну групу з техніки безпеки, після зняття напруги з усіх струмоведучих частин та їх заземлення. Зона виробництва робіт огорожується суцільним або сітчастим

огородженням. На проведення робіт видається наряд-допуск, в якій зазначаються заходи з електробезпеки. Перед допуском до роботи з діючими електроустановками робочих інструктують на робочому місці.

Робоча напруга на знову змонтовану електроустановку може бути подано тільки за рішенням робочої комісії.

Вимикачі, контактори, магнітні пускачі, рубильники, пускорегулюючі пристрої, запобіжники повинні мати написи, що вказують, до якого двигуну вони відносяться.

При виконанні робіт по регулюванню вимикачів і роз'єднувачів, з'єднаних проводами, повинні бути вжиті заходи щодо попередження непередбаченого включення. При кнопковому включенні і відключенні обладнання та механізмів кнопки повинні бути заглиблені на 3-5 мм за габарити пускової коробки.

Для попередження нещасних випадків кнопки пуску (апарати управління) слід розташовувати безпосередньо у механізмі і блокувати їх зі звуковою та світловою сигналізацією. У разі перевантаження електродвигунів встановлюється аварійний захист на їх відключення. Плавкі вставки запобіжників повинні бути калібровані із зазначенням на клеймі заводу-виготовлювача номінального струму вставки.

Електродвигуни негайно відключаються, якщо створюється загроза нещасного випадку, при появі диму, вогню, вібрації вище допустимих норм, поломки приводиться механізму, перегрів підшипників та електродвигуна.

Розподільні пристрої (щити, пульти, щитки) повинні відповідати вимогам ПУЕ і закриватися суцільними огороженнями. Якщо розподільні пристрої утримуються в приміщеннях, доступних для не електротехнічного персоналу, вони повинні перебувати на висоті не менше 2,5 м.

Всі щитки на будівельному майданчику повинні бути забезпечені написами, що вказують номер щитка, призначення або номер, кожної лінії, що відходить, положення «Включено» і «Відключено». При монтажі і експлуатації необхідно стежити, щоб відстані між укріпленими голими

частинами різної полярності, а також між ними і неізольованими металевими частинами були не менше 12 мм по повітряю, а плавкі калібровані вставки відповідали даному типу запобіжників.

Для попередження електротравматизму розподільні пристрої підлягають огляду і чищенні не рідше одного разу на три місяці, поточного ремонту не рідше одного разу на рік і капітального ремонту не рідше одного разу на три роки.

Електроінструменти. На будівельному майданчику електроінструменти повинні зберігатися в сухому приміщенні.

Контроль збереження і справності електроінструмента здійснюється спеціально призначеною особою, яка має кваліфікаційну групу з техніки безпеки не нижче III.

Справність інструменту полягає: у швидкому включенні і відключенні (але не спонтанно) від електромережі, відсутності доступних для випадкового дотику струмоведучих частин і проводів, відсутності обриву заземлюючого проводу електроінструменту. Один раз на місяць необхідно переконатися у відсутності замикань на корпус інструмента, оглянути цілісність ізоляції проводів. Перед видачею електроінструменту робочого перевіряється затяжка болтів, що кріплять вузлів, окремих деталей, справність редуктора обертанням шпинделя рукою при відключеному електродвигуні, стан щіток і колектора, цілісність ізоляції, відсутність оголених проводів, справність заземлення.

Видавати робочим інструмент, що має дефекти, категорично забороняється.

Відповідно до ДБН В.2.5-23:2010, електроінструмент та ручні електричні машини за способом захисту людини від ураження електричним струмом поділяються на три класи:

При роботі в приміщеннях без підвищеної небезпеки напруга електроінструменту має бути не більше 220. При роботі в приміщеннях з підвищеною небезпечною та поза приміщеннями напруга електроінструменту має бути не більше 36В.

При неможливості подати напругу 36В дозволяється робота електроінструменту напругою до 220В при наявності захисного відключення або надійного заземлення корпусу з використанням захисних засобів (китимка, калош, діелектричних рукавичок). У даних умовах необхідно застосовувати електричні машини II і III класів за ДБН В.2.5-23:2010.

При роботі машин II класу необхідно застосовувати засоби індивідуального захисту. В особливо небезпечних приміщеннях дозволяється працювати електроінструментом на напругу 36В з обов'язковим застосуванням захисних засобів. У даних умовах необхідно застосовувати електричні машини III класу.

Корпус електроінструменту на напругу більше 36В повинен мати спеціальний затиск для приєднання заземлюючого проводу з відмітним знаком «3», або «Земля». Для приєднання електроінструменту до мережі повинен застосовуватися кабель, а при застосуванні гнучкого багатожильного дроти (типу ПРГ) з ізоляцією на напругу не нижче 500В цей провід поміщається в гумовий шланг.

До роботи з електроінструментом і ручними електричними машинами допускаються особи, які мають 1 групу з електробезпеки, а до роботи з інструментом і машиною класу I в приміщеннях з підвищеною небезпечністю ураження струмом, особливо небезпечних приміщеннях і поза приміщеннями, - з групою з електробезпеки не нижче 2.

Слід застосовувати інструмент і машини тільки відповідно до призначення, зазначених у паспорті заводу-виготовлювача. Машини та інструмент повинні мати інвентарний номер.

I ручний електроінструмент, і допоміжне обладнання підлягають періодичній перевірці не рідше одного разу на 6 міс. У періодичну перевірку входять: зовнішній огляд; вимірювання опору ізоляції; контроль справності кола заземлення; перевірка роботи на холостому ходу протягом не менше 5 хв.

Перевірка справності кола заземлення інструменту і машин класу I, відповідно до ДБН В.2.5-23:2010, повинна бути виконана пристроєм на

напрузі 12В з підключенням до заземлювального контакту штепсельної вилки та до доступної для дотику металевої деталі інструмента і машини. Інструмент і машину вважають несправними, якщо пристрій покаже наявність струму.

При організації робочого місця необхідно передбачати підвіску проводів, кабелів так, щоб вони не стикалися з металевими, гарячими, вологими, масляними поверхнями чи предметами.

Під час перерви в роботі та припинення подачі струму електроінструмент повинен відключатися від мережі.

Робітникам, які отримали електроінструменти, категорично забороняється передавати інструмент іншим особам, розбирати і робити його ремонт, триматися за провід і стосуватися різучих і обертових частин, видаляти стружки, тирса і пил під час роботи або до повної зупинки, працювати на висоті 2,5 м з використанням приставних сходів. При роботі на вулиці в період грози, туману, дощу всі роботи повинні бути припинені.

Основне силове електрообладнання (трансформатори, магнітні станції, розподільні щити) перевіряється і випробується безпосередньо після встановлення їх на будівельному майданчику. Електронагрівачі бункерів, самоскидів інвентарні щити гріючої опалубки перевіряються систематично не

рідше одного разу на зміну. Ця перевірка полягає у візуальному огляді та контролі опору ізоляції кабелів, проводів, споживання струму, тобто у перевірці рівномірності завантаження трансформатора за фазами і відсутності перевантаження по контрольних амперметра. Періодичні випробування ізоляції, що полягають у вимірах опору та електричної міцності ізоляції, є одним з основних заходів попередження травматизму.

Опір ізоляції проводів в установках з напругою до 1000В на окремих ділянках (між запобіжниками і струмоприймачем) повинно бути не менше 0,5 МОм (500000 Ом).

У тих випадках, коли силові освітлювальні проводки мають знижений опір, необхідно негайно вжити заходів для відновлення ізоляції або заміни проводів. За нормами допускається нагрів проводів до 40 °С понад

температури навколишнього середовища 25 ° С. При нагріванні проводів до 48 ° С час служби ізоляції скоротиться наполовину, а при нагріванні до 64 ° С - у 8 разів.

8.3. Узагальнена характеристика стану охорони праці під час

будівництва

Метою управління охороною праці під час будівництва торгово-офісного центру у місті Самборі Львівської області є забезпечення безпеки, збереження здоров'я та працездатності людини під час трудової діяльності.

Функції служби охорони праці виконує головний інженер з охорони праці,

який організовує і координує роботи з охорони праці на підприємстві, здійснює контроль за додержанням у структурних підрозділах законодавчих і нормативних правових актів з охорони праці, проведенням профілактичної

роботи із запобігання виробничого травматизму, професійних і виробничо-

обумовлених захворювань, заходів зі створення здорових і безпечних умов

праці на підприємстві, за наданням робітникам установлених пільг і компенсацій за умовами праці;

Вступний інструктаж на будівельному майданчику проводить головний

інженер. Запис про проведення вступного інструктажу робиться у

спеціальному журналі. Будівництво даного об'єкту відповідає вимогам таких нормативних документів:

– склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021;

– основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10-2008;

– організація будівельного виробництва. ДБН А.3.1-5:2016;

– системи протипожежного захисту : ДБН В.25-56:2014;

– навантаження та впливи: норми проектування: ДБН В.1.2.-2:2006

Висновки до кваліфікаційної роботи магістра

1. Тріщини та порожнини належать до двох основних форм пошкоджень бетонної конструкції, які може знизити несучу здатність і герметичність конструкції і призвести до руйнувань і катастрофічних наслідків у будівельних конструкціях.

2. Можливі надмірні та неконтрольовані розтріскування залізобетонного елемента конструкції викликають як корозію, так і послаблення адгезії наявної у ньому арматури. Крім того, тріщини у конструкції негативно впливають на її естетичність і в крайніх випадках можуть викликати дискомфорт людям, які перебувають у такій будівлі. Тому у роботі подано поглиблений огляд питань, пов'язаних з утворенням і розвитком тріщин та можливих пошкоджень і розтріскування у структурі бетонної матриці.

3. Розглянуті причини зародження тріщин та охарактеризовано їхні основні види. Виконаний аналітичний огляд найпоширеніших методів виявлення та аналізу форми мікротріщин, а також представлено діагностику траєкторії їхнього розповсюдження.

4. Види тріщин, які виникають у бетонних композиціях можна розділити за вісьма конкретними критеріями. У залізобетонних елементах, макротріщини залежать від типу переважаючих навантажень, тоді як мікротріщини корелюють з їхнім конкретним випадком.

5. Проведені аналізи показують, що мікротріщини зазвичай мають прямолінійну форму у розтягнутих елементах; в елементах зсуву є крилеподібні мікротріщини з прямими ділянками; і торсійні напруження викликають зміни у морфології мікротріщин.

6. Слід зазначити, що тема дослідження мікротріщин і тріщин у бетонних і залізобетонних конструкціях є важливими в багатьох відношеннях, оскільки це стосується цілісного підходу: довговічність будівель, безпека людей, які перебувають у будівлях, і витрати, пов'язані з можливими ремонтами пошкоджених елементів конструкції. Тому ця проблема повинна бути додатково досліджена у галузь оцінки процесів розтріскування та

руйнування як бетонних, так і армованих композитів, як залізобетонних конструкцій.

НУБІП України

Ключові слова: залізобетонні конструкції; мікротріщина; тріщина; виявлення тріщин; розтріскування; критичні напруження; міжфазна перехідна зона.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

Перелік використаної літератури

Характеристика джерел	№ посилання	Бібліографічний опис
Наукова стаття	1	Abolhasani, A.; Nazarpour, H.; Dehestani, M. Effects of Silicate Impurities on Fracture Behavior and Microstructure of Calcium Aluminate Cement Concrete. <i>Eng. Fract. Mech.</i> 2021, 242, 107446.
Наукова стаття	2	Golewski, G.L. Green Concrete Based on Quaternary Binders with Significant Reduced of CO ₂ Emissions. <i>Energies</i> 2021, 14, 4558.
Наукова стаття	3	Wardach, M.; Krentowski, J.R.; Mackiewicz, M. Evaluation of Precast Beam Deflections Resulting in Cracks in Curtain Walls. <i>Eng. Fail. Anal.</i> 2022, 140, 106568.
Наукова стаття	4	Guan, J.; Yin, Y.; Li, Y.; Yao, X.; Li, L. A Design Method for Determining Fracture Toughness and Tensile Strength Pertinent to Concrete Sieving Curve. <i>Eng. Fract. Mech.</i> 2022, 271, 108596.
Наукова стаття	5	Wong, I.S.; Chandran, S.N.; Rajasekar, R.R.; Klomg, S.Y. Pozzolanic Characterization of Waste Newspaper Ash a Supplementary Cementing Material of Concrete Clinders. <i>Case Stud. Constr. Mater.</i> 2022, 17, e01342.
Наукова стаття	6	Aksoyly, C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Minimum CFRP and GFRP Strips Using Different Wrapping Technics without Anchoring Application. <i>Steel Compos. Struct.</i> 2022, 47, 845–965.
Наукова стаття	7	Ozkulic, Y.O.; Yazman, S.; Aksoyly, C.; Arslan, M.H.; Gemi, L. Numerical Investigation of the Parameters Influencing the Behavior of Dapped end Prefabricated Concrete Purlins with and without CFRP Strengthening. <i>Struct. Constr. Build. Mater.</i> 2021, 275, 122173.
Наукова стаття	8	Akram, A. The Overview of Fracture Mechanics Models for Concrete. <i>Arch. Civ. Eng. Env.</i> 2021, 1, 376–385.

Наукова стаття	9	Peng, J.; Wu, Z.; Zhao, G. Fractal analysis of fracture in concrete. <i>Theor. Appl. Fract. Mech.</i> 1997, 27, 135–140.
Наукова стаття	10	Słowik, M. The Role of Aggregate Granulation on Testing Fracture Properties of Concrete. <i>Frat. Int. Strutt.</i> 2021, 58, 47–57.
Наукова стаття	11	Wittmann, F.H. Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete. <i>Sadhana</i> 2002, 27, 413–423.
Наукова стаття	12	Golewski, G.L. An Extensive Investigations on Fracture Parameters of Concretes Based on Quaternary Binders (QBC) by means of the DIC technique. <i>Constr. Build. Mater.</i> 2022, 351, 128823.
Наукова стаття	13	Golewski, G.L. Physical Characteristics of Concrete, Essential in Design of Fracture-Resistant, Dynamically Loaded Reinforced Concrete Structures. <i>Mater. Des. Proc. Comm.</i> 2019, 1, e82.
Наукова стаття	14	Golewski, G.L. Fracture Performance of Cementitious Composites Based on Quaternary Blended Cements. <i>Materials</i> 2022, 15, 6023.
Наукова стаття	15	Słowik, M.; Stroeven, P.; Akram, A. Crack Mechanisms in Concrete—From Micro to Macro Scale. <i>Bud. Arch.</i> 2020, 19, 55–66.
Наукова стаття	16	Van Mier, J.G.M. Fracture Processes of Concrete. In <i>Assessment of Material Parameters for Fracture Models</i> ; CRC Press: Boca Raton, FL, USA; New York, NY, USA, 2000.
Наукова стаття	17	Mehri Khansari, N.; Fakoor, M.; Berto, F. Probabilistic micromechanical damage model for mixed mode I/II fracture investigation of composite materials. <i>Theor. Appl. Fract. Mech.</i> 2019, 99, 177–193.
Наукова стаття	18	Hillerborg, A.E.; Modeer, M.E.; Petersson, P.E. Analysis of Crack Formation and Crack Growth by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. <i>Cem. Concr. Res.</i> 1976, 6, 773–781.

<p>Наукова стаття</p> <p>19</p>		<p>Bazant, Z.P. (Ed.) Fracture mechanics of concrete structures. In Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FraMCoS1), Part, I State-of-Art Report, Breckenridge, CO, USA, 1–5 June 1992; pp. 1–140.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>20</p>		<p>Attiobe, E.K.; Darwin, D. Submicrocracking in Cement Paste and Mortar. <i>ACI Mater. J.</i> 1987, 84, 491–500.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>21</p>		<p>Guo, Y.; Chen, X.; Wang, Z.; Ning, Y.; Bai, L. Identification of mixed mode damage types on rock-concrete interface under cyclic loading. <i>Int. J. Fat.</i> 2023, 166, 107273.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>22</p>		<p>Golewski, G.D. The Role of Pozzolanic Activity of Siliceous Fly Ash in the Formation of the Structure of Sustainable Cementitious Composites. <i>Sustain. Chem.</i> 2022, 3, 520–534.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>23</p>		<p>Szelag, M. Development of Cracking Patterns in Modified Cement Matrix with Microsilica. <i>Materials</i> 2018, 11, 1928.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>24</p>		<p>Zhao, K.; Zhou, V.; Yu, X.; Yan, Y.; He, Z.; Shan, P.; Zhang, X.; Ji, Y. Strain-Rate Effects on the Crack Evolution Pattern and Damage Characteristics of Cemented Paste Backfill. <i>Geotech. Geol. Eng.</i> 2022, 41, 295–310.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>25</p>		<p>Hsu, T.C.T.; Slate, F.O.; Sturman, G.M.; Winter, G. Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve. <i>ACI J.</i> 1963, 60, 209–224.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>26</p>		<p>Gorzelnarczyk, T.; Hoła, J. Stress Failure of Cement Concretes under Compression. <i>Synthesis of Knowledge, Conclusions J. Civ. Eng. Manag.</i> 2015, 21, 1–10.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>27</p>		<p>Iakovenko I.A., Kolchunov V.I. (2017) The development of fracture mechanics hypothesis applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. <i>Journal of Applied Engineering Science</i>, 2017, 15(3), pp. 371–380.</p>

<p>Наукова стаття</p> <p>28</p>		<p>Iakovenko, I.(2018). The Development of Transformation Elements between the Fracture Mechanics Dependences and the Equations of the Reinforced Concrete Theory. International Journal of Engineering & Technology, 7(4.8), 58-64. doi:http://dx.doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27214 ○○</p>
<p>Тези доповідей</p> <p>29</p>		<p>Яковенко І.А. Напрямки розвитку механіки руйнування залізобетону стосовно до розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи / І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної онлайн конференції «Сучасні проблеми та перспективи розвитку машинобудування України», присвяченні 20-й річниці з дня створення факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (23-24 вересня 2021 р.). К.: НУБіП України, 2021. – С. 55–57.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>30</p>		<p>Ringot, E. Development of Map Cracking in Concrete under Compressive Loading. Cem. Concr. Res. 1988, 18, 933–942.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>31</p>		<p>Xu, J.; Pu, H.; Sha, Z. Full-Field Deformation and Crack Development Evolution of Red Sandstone under Impact and Chemical Erosion. Minerals 2022, 12, 1038.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>32</p>		<p>Tang, T.; Zoolinger, D.G.; Yoo, R.H. Fracture Toughness of Concrete at Early Ages. ACI Mater. J. 1993, 90, 463–471.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>33</p>		<p>Golewski, G.L.; Sadowski, T. Experimental Investigation and Numerical Modeling Fracture Processes in Fly Ash Concrete at Early Age. Solid State Phenom. 2012, 188, 158–163.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>34</p>		<p>Report, C.S. Non-Structural Cracks in Concrete; Technical Report no. 22; Concrete Society, London, UK, 1992.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>35</p>		<p>Basista, M.; Gross, D. The Sliding Crack Model of Brittle Deformation: An Internal</p>

<p>Наукова стаття</p> <p>36</p>		<p>Variable Approach. <i>Int. J. Sol. Struct.</i> 1998, 35, 487–509.</p> <p>Wang, R.; Wu, H.; Zhao, M.; Liu, Y.; Chen, C. The Classification and Mechanism of Microcrack Homogenization Research in Cement Concrete Based on X-ray CT. <i>Buildings</i> 2022, 12, 1011.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>37</p>		<p>Mehdizadeh, M.; Maghshenas, A.; Khosnari, M.M. On the Effect of Internal Friction on Torsional and Axial Cyclic Loading. <i>Inter. J. Fat.</i> 2021, 145, 106113.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>38</p>		<p>Dragas, J.; Marinkovic, S.; Ignjatovic, I.; Tomic, N.; Kokovic, V. Flexural behaviour and ultimate bending capacity of high-volume fly ash reinforced concrete beams. <i>Eng. Struct.</i> 2023, 277, 115446.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>39</p>		<p>Ziari, A.; Kianoush, M.R. Investigation of Direct Tension Cracking and Leakage in RC Elements. <i>Eng. Struct.</i> 2009, 31, 466–474.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>40</p>		<p>Ahmadi, A.; Reza Kianoush, M.; Moslemi, M.; Lachemi, M.; Siad, H.; Booya, E. Investigation on Repair of Tension Cracks in Reinforced Concrete Panels. <i>Eng. Struct.</i> 2021, 245, 112974.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>41</p>		<p>Borosnyyi, A.; Balózs, G. Models for Flexural Cracking in Concrete: The State of The Art. <i>Struct. Concr.</i> 2005, 6, 53–62.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>42</p>		<p>Lopes, A.V.; Lopes, S.M.R.; do Carmo, R.N.F. Stiffness of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Torsion. <i>Mater. Struct.</i> 2014, 47, 227–238.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>43</p>		<p>El-Mandouh, M.A.; Hu, J.W.; Shim, W.S.; Abdelazeem, F.; Elsamak, G. Torsional Improvement of RC Beams Using Various Strengthening Systems. <i>Buildings</i> 2022, 12, 1776.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>44</p>		<p>Bazant, Z.P.; Prat, P.C. Measurement of Mode III Fracture Energy of Concrete. <i>Nucl. Eng. Des.</i> 1988, 106, 1–8.</p>
<p>Наукова стаття</p> <p>45</p>		<p>Yang, Z.; Li, H.; Wen, J.; Huang, F.; Wang, Z.; Yi, Z.; Xie, Y.; Dong, H. The Microstructure Evolution of Ballastless Track High-Strength Concrete Exposed to</p>

<p>Нормативний документ</p>	<p>46</p>	<p>Compressive and Flexural Fatigue Loads. Inter. J. Fat. 2023, 166, 107247. Будинки і споруди. Будинки адміністративного і побутового призначення: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний з 2011-01-10]. – К. : Мінеріонбуд України, 2011. – (Державні будівельні норми).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>47</p>	<p>Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>48</p>	<p>Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>49</p>	<p>Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760:2006. [Чинний з 2007-01-10]. – К. : Мінеріонбуд України, 2006. – (Державний стандарт України).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>50</p>	<p>Навантаження та впливи: норми проектування: ДБН В.1.2.-2:2006. – [Введені у дію з 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 68 с. (Державні будівельні норми України).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>51</p>	<p>Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018: – [Введені в дію з 2019-01-01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. (Державні будівельні норми України).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>52</p>	<p>Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинний з 2017-01-06]. – К. : Мінеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).</p>
<p>Нормативний документ</p>	<p>53</p>	<p>Системи протипожежного захисту: ДБН В.25-56:2014. – [Введені в дію з 2015-07-01].</p>

<p>НУБІП України</p> <p>Нормативний документ</p>	<p>54</p>	<p>01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України). Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5:2016. [Введені в дію з 2017-01-01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).</p>
<p>НУБІП України</p> <p>Нормативний документ</p>	<p>55</p>	<p>Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС): ДБН А.2.2-1:2021. [Введені у дію з 2022-09-01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.</p>
<p>НУБІП України</p> <p>Навчальний посібник</p>	<p>56</p>	<p>Технологія будівельного виробництва і охорона праці // Під ред. Фомина Г.Н. К.: 2001. – 33 с.</p>
<p>Практичний посібник</p>	<p>57</p>	<p>Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павликов А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.</p>
<p>Навчальний посібник</p>	<p>58</p>	<p>Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБІП України, 2020. – 212 с.</p>
<p>Навчальний посібник</p>	<p>59</p>	<p>Bakulin Y.A. Engineering protection and preparation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.</p>

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП **ДОДАТКИ** України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України