

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІСТИТУТ ім. Ю.М. ПОТЕБНИ

Кафедра Промислове та цивільне будівництво  
(повна назва)

## Кваліфікаційна робота

рівень вищої освіти Магістр  
(рівень вищої освіти)

на тему: Аналіз зв'язку аварій будівельних конструкцій з  
лінійними розширеннями та метод усунення їх впливу

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1920  
– пцб

Радченко Валерій Валерійович  
(прізвище та ініціали)

спеціальність  
192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

освітньо-професійна програма  
промислове і цивільне будівництво  
(шифр і назва)





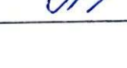

Керівник проф., д.е.н. Анін В.І.  
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент доц. к.т.н. Данишевський Н.О.  
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя – 2021 рік





6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Анін В.І.		
Розділ 2	Анін В.І.		
Розділ 3	Анін В.І.		

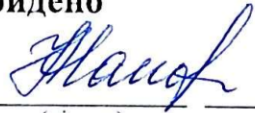
7 Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Теоретико-методологічний аналіз проблематики аварій будівельних конструкцій і перспективи їх усунення у будівництві.	з 01.09 по 15.10.2021	
2	Дослідження деформації температурних швов	з 15.10 по 15.11.2021	
3	Формування теоритичних та практичних шляхів запобігання деформації температурних швов	з 15.11 по 03.12.2021	

Студент  (підпис) В.В. Радченко (ініціали та прізвище)  
 Керівник роботи (проекту)  (підпис) Анін В.І. (ініціали та прізвище)

**Нормоконтроль пройдено**

Нормоконтролер  (підпис) Данкевич Н.О. (ініціали та прізвище)

## АНОТАЦІЯ

Радченко В.В. Аналіз зв'язку аварій будівельних конструкцій з лінійними розширеннями та метод усунення їх впливу.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Науковий керівник проф. каф. ПЦБ, д.е.н. Анін В.І.. Інженерний навчально-науковий інститут ім. Ю.М. Потебні Запорізького Національного Університету, кафедра промислового та цивільного будівництва, 2021 р.

Здійснено аналіз проблем аварій будівельних конструкцій через температурні впливи і перспектив їх усунення у будівництві. Проаналізовані основні причини деформації температурних швов. Сформовані теоритичні та практичні рекомендації запобігання деформації температурних швов. Виконаний розрахунок запобігання деформації конструкції під впливом температурних факторів з наданням обґрунтування отриманих результатів.

*Ключові слова:* деформація, деформаційний шов, теплові навантаження, лінійне розширення, вдосконалення, аварії будівель та споруд, аварійний стан, запобігання деформації, будівництво.

Список публікацій магістранта:

1. Радченко В.В., Арутюнян І.А. Аналіз зв'язку аварій будівельних конструкцій з лінійними розширеннями та метод усунення їх впливу. *Матеріали I Всеукраїнської Науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти, аспірантів, та молодих вчених «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України»*. Запоріжжя: ЗНУ, 2021. С. 408-409.

## ANNOTATION

Radchenko VV Analysis of the connection of accidents of building structures with linear extensions and the method of eliminating their impact.

Qualifying final work for obtaining a master's degree in higher education by specialty 192 "Construction and civil engineering". Scientific supervisor professor, Doctor of Economics Anin V.I. Engineering Educational and Scientific Institute named after M. Potebny of Zaporizhzhya National University. Faculty of Construction and Civil Engineering, Department of Industrial and Civil Engineering, 2021.

The analysis of problems of accidents of building constructions and prospects of their elimination in construction is carried out. The main causes of deformation of temperature seams are analyzed. Theoretical and practical recommendations for preventing deformation of temperature joints are formed. The calculation of the prevention of deformation of the structure under the influence of temperature factors with the justification of the obtained results is performed.

*Keywords:* deformation, deformation seam, thermal loads, linear expansion, improvement, accidents of buildings and structures, emergencies, construction, civil engineering.

List of undergraduate publications:

1. Радченко В.В., Арутюнян І.А. Аналіз зв'язку аварій будівельних конструкцій з лінійними розширеннями та метод усунення їх впливу. *Матеріали I Всеукраїнської Науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти, аспірантів, та молодих вчених «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України»*. Запоріжжя: ЗНУ, 2021. С. 408-409.

## ЗМІСТ

	стор.
ВСТУП.....	7
<b>1 ПРОБЛЕМАТИКА АВАРІЙ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ І ПЕРСПЕКТИВИ ЇХ УСУНЕННЯ У БУДІВНИЦТВІ.....</b>	<b>10</b>
1.1 Сутність аварій будівель та споруд.....	10
1.2 Ознаки аварійного стану будівельних конструкцій.....	15
1.3 Закономірності впливу лінійних розширень на будівельні конструкції.....	39
<b>2 ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМАЦІЇ ТЕМПЕРАТУРНИХ ШВОВ.....</b>	<b>48</b>
2.1 Види деформаційних швов будівель.....	48
2.2. Причини деформації температурних швов.....	54
<b>3. ШЛЯХИ ЗАПОБІГАННЯ ДЕФОРМАЦІЇ ТЕМПЕРАТУРНИХ ШВОВ.....</b>	<b>68</b>
3.1 Теоритичні рекомендації запобігання деформації температурних швов.....	68
3.2 Практичні рекомендації запобігання деформації температурних швов.....	71
3.3 Розрахунок запобігання деформації конструкції під впливом температурних факторів.....	87
<b>ВИСНОВКИ.....</b>	<b>94</b>
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....</b>	<b>96</b>

## ВСТУП

**Актуальність дослідження.** У сучасних умовах потреба в будинках та інженерних спорудах різного призначення постійно зростає. Дуже затребуваними виявилися монолітні споруди. При цьому бетон та залізобетон залишаються основними матеріалами житлово-культурного, промислового, енергетичного, сільськогосподарського та інших видів будівництва. Ключовою проблемою сучасного будівництва є урахування потенційних навантажень на будівельну конструкцію, які можуть призвести до деформації або навіть аварії споруди. Одним з таких навантажень є температурне навантаження. Воно виникає через взаємодію навколишнього середовища з матеріалами, які використані при зведенні об'єкту будівництва.

Через використання широкого спектру матеріалів, з різною густиною та молекулярною вагою при будівництві споруд, час охолодження та нагрівання конструкції відрізняється у залежності від матеріалу компоненту, який береться до уваги. Кожен компонент має свої характеристики лінійного розширення та зміни форми. Саме через це і виникає деформація конструкції.

Для запобігання деформації, улаштовують деформаційні температурні шви у місцях стику елементів з різними характеристиками, або на порозу запасу ступенів свободи. Правильний розрахунок з урахуванням усіх необхідних змінних є запорукою запобігання деформації деформаційних швів та споруд вцілому.

**Мета та завдання дослідження.** Мета дослідження полягає у вдосконаленні та формуванні теоретичних та практичних рекомендацій, настанов, обґрунтованих розрахунками запобігань критичних деформацій конструкцій під впливом температурних навантажень.

Для досягнення зазначеної мети поставлено такі **завдання**:

- проаналізувати теоретико-методологічні основи проблем аварій будівель та споруд через впливи теплового розширення матеріалів;

- дослідження основних причин деформації деформаційних швів під впливом температурних навантажень;
- формування теоритичних та практичних рекомендацій запобігання деформації конструкції під впливом температурних навантажень.

**Об'єктом дослідження** є процеси улаштування деформаційних температурних швов будівель та споруд.

**Предметом дослідження** є теоритичні та практичні методи оцінки ефективного улаштування температурних швов конструкцій.

**Методи дослідження** це принципи оцінки протидії температурним впливам, які сприяють вирішенню проблем деформації та удосконалюють конструкцію деформаційних температурних швов будівельних конструкцій.

**Наукова новизна.** Представлена удосконалена концепція урахування факторів температурного впливу у будівельному виробництві, яка дозволяє підійти до вирішення проблеми деформації будівель та споруд. Розроблені теоритичні та практичні рекомендації запобігання деформації температурних швов, що базуються на використанні розрахунків впливу температурного навантаження на конструкцію.

**Практичне значення** полягає в тому, що основні положення, висновки і рекомендації орієнтовані на широке впровадження в практику улаштування температурних швов у будівельному виробництві.

**Особистий внесок автора** полягає у моделюванні впровадження рекомендацій запобігання деформацій конструкції під впливом температурних навантажень у будівництві в сучасних умовах.

**Відомості про публікації здобувача.** Радченко В.В., Арутюнян І.А. Аналіз зв'язку аварій будівельних конструкцій з лінійними розширеннями та метод усунення їх впливу. Матеріали I Всеукраїнської Науково-правктичної конференції здобувачів вищої освіти, аспірантів, та молодих вчених «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України». - с.408.



**Структура та обсяг кваліфікаційної випускної роботи.** Робота складається з анотації, вступу, трьох розділів, висновків, переліку використаних джерел, охоплює: \_\_\_\_ сторінок, \_\_\_\_ рисунків, \_\_\_\_ таблиць, \_\_\_\_ найменувань використаних джерел.

# 1 АНАЛІЗ ПРОБЛЕМАТИКИ АВАРІЙ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ І ПЕРСПЕКТИВИ ЇХ УСУНЕННЯ У БУДІВНИЦТВІ

## 1.1 Сутність аварій будівель та споруд

Аварії будівельних конструкцій будівель та споруд завдають значної економічної шкоди і часто супроводжуються пораненням та загибеллю людей. Трапляються аварії будівельних конструкцій зазвичай через сукупність причин: помилок при проектуванні, низької якості матеріалів, що використовуються для несучих конструкцій, порушення технології виготовлення та монтажу будівельних конструкцій, недотримання правил експлуатації будівель та споруд. Аварії будівельних конструкцій рідко трапляються раптово. Зазвичай можна спостерігати низку провісників аварії. Якщо своєчасно помітити ознаки наближення аварії, то можна вчасно вжити профілактичних заходів: вивести людей із небезпечної зони, зробити розвантаження аварійної конструкції, встановити тимчасові кріплення тощо. Тому так важливо інженерно-технічному персоналу будівельних та експлуатаційних організацій знати ознаки аварійного стану конструкцій.

Термін «аварія» та пов'язані з ним поняття «аварійний стан», «передаварійний стан» не мають твердих загальноприйнятих тлумачень. У цій роботі під аварією будівельних конструкцій будівлі чи споруди мається на увазі обвалення будівельної конструкції або всієї будівлі або споруди в цілому, а також отримання ними таких деформацій, які унеможливають їх експлуатацію. Під аварійним станом мається на увазі такий стан конструкції будівлі або споруди, при якому великим ступенем ймовірності найближчим часом можна чекати на його аварію [3]. Передаварійним станом називатимемо такий стан конструкції, коли у разі продовження несприятливих впливів (нерівномірне осадження фундаменту, перепади температури, агресивність середовища тощо)

може відбутися аварія конструкції. Аварія будівельних конструкцій можлива через наявність у них прихованих дефектів, внаслідок крихкої роботи конструкції, коли руйнація відбувається без сильних попередніх деформацій. У цьому випадку встановити наявність аварійного стану конструкції дуже важко. Однак у більшості випадків аварії конструкції передують розвиток великих деформацій, поява та розкриття тріщин та інші видимі ознаки аварійного стану. Метою цього підрозділу роботи є опис ознак, за якими можна визначити, що стан конструкції є аварійним. Поряд з візуальним та візуально-інструментальним обстеженням для встановлення аварійності конструкції зазвичай виробляють перевірні розрахунки конструкції. При перевірочні розрахунки про аварійний стан конструкції оцінюють за рівнем перевищення фактичної несучої здатності конструкції з урахуванням виявлених у ній дефектів над розрахунковими значеннями. У існуючих нормах проектування прийнято таке положення: якщо будь-який переріз конструкції досяглю першої групи граничних станів, то цей граничний стан настає і у всій конструкції. Щодо аварійного стану це справедливо для статично обумовлених систем. У статично невизначених системах досягнення в одному перерізі граничного стани зазвичай не пов'язане з обваленням конструкції. Це також має бути враховано під час вирішення питання про визнання стану конструкції аварійним. Аналіз результатів обстеження та перевірочних розрахунків дозволяє дати достовірну відповідь на питання, чи є стан конструкції аварійним.

При цьому можна зустріти такі випадки:

1. Обстеження конструкцій виявляє ознаки, якими можна судити, що конструкція перебуває у аварійному стані; те саме підтверджують і перевірочні розрахунки;
2. Обстеження виявляє ознаки аварійного стану конструкції, але перевірочні розрахунки це підтверджують;
3. Результати перевірочних розрахунків говорять про наявність аварійного стану конструкції, а обстеження ознак такого стану не виявляє [3].

У першому випадку, безперечно, слід вважати, що має місце аварійного стану конструкції. У другому випадку слід проаналізувати перевірочні розрахунки, а саме: чи враховано при їх виконанні вплив виявлених дефектів будівельних конструкцій, чи правильно прийнято розрахункову схему. Якщо при перевірочних розрахунках помилок не зроблено, то немає достатніх підстав вважати стан конструкцій аварійним. Залежно від виду конструкції і виявлені дефекти у ряді випадків можна визнати такий стан конструкцій передаварійним. У третьому випадку потрібно ще раз обстежити конструкцію, і якщо при цьому не буде виявлено ознак аварійності, то не з'явиться й підстав для затвердження про аварійний стан конструкції. Дуже часто трапляються випадки, коли руйнівне навантаження значно перевищує несучу здатність конструкції, підраховану за діючими нормами. Слід зазначити, що правильність висновку про аварійний стан конструкції значною мірою залежить від кваліфікації особи, яка робить такий висновок. У ряді посібників, інструкцій з обстеження будівельних конструкцій рекомендується при зниженні здатності конструкції більш ніж на 50% вважати таке стан конструкцій аварійним або навіть говорити про них повному руйнуванні. З цього приводу слід зауважити, що аварійний стан залежить не тільки від несучої здатності конструкції (ступеня зниження передбаченої проектом несучої здатності), а й від зусиль, спричинених зовнішнім впливом. Що стосується обвалення конструкції, то воно може відбутися і при меншому зниженні її несучої спроможності. Якщо конструкція обрушилася, значить вона повністю вичерпала свою фактичну здатність, що несе.

Основною вимогою, яка визначає надійність об'єкта, є його відповідність призначенню й здатність зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом розрахункового строку експлуатації [6]. До них належать:

- безпека для здоров'я і життя людей, майна та довкілля;
- збереження цілісності об'єкта та його основних частин і виконання інших вимог, які забезпечують можливість використання об'єкта за призначенням і нормального функціонування технологічного процесу, включаючи вимоги до жорсткості будівельних конструкцій і основ,

тепло- і звукоізоляційних властивостей огорожень, їх герметичності, акустичних характеристик;

- створення необхідного рівня зручностей і комфорту для користувачів та експлуатаційного персоналу, включаючи вимоги до кліматичного режиму в приміщеннях (повітрообмін, температура, вологість, рівень освітленості, а також доступність для оглядів і ремонтів, можливість зміни і модернізації окремих елементів;
- обмеження ступеня ризику виникнення збитків шляхом виконання вимог до вогнестійкості, безвідмовності роботи захисних пристроїв, надійності систем і мереж життєзабезпечення, живучості будівельних конструкцій [6];
- забезпечення основних вимог до будівель і споруд щодо:
  1. Механічного опору та стійкості [7].
  2. Пожежної безпеки [8].
  3. Обмеження загрози здоров'ю або безпеці людей та шкідливому впливу на навколишнє природне [9].
  4. Безпеки і доступності у використанні [10].
  5. Захисту від шкідливого впливу шуму та вібрації [11].
  6. Енергетичної ефективності та збереження тепла [12].

Цей перелік не є вичерпним і може бути уточненим і розширеним (наприклад, введенням додаткової умови до межі радіаційного фону від застосованих будівельних матеріалів і виробів) [6].

У результаті аналізу виявлено що, коли розрахунок споруди виконано загалом по нормам, це ще означає, що ризик аварії повністю виключено. Поза увагою залишилися помилки людей, як під час проектування, так і під час будівельно-монтажні роботи. Численні аварії показують, що ці помилки виявляються з більшою частотою, ніж фактичної відхилення міцності використовуваних будівельних матеріалів чи навантажень від розрахункових значень. Основними причинами появи дефектів та пошкоджень будівельних конструкцій, які у надалі призводять до аварій будівель, є:

- відхилення від проектних рішень під час виконання будівельно-монтажних робіт;
- порушення правил технічної експлуатації будівель та споруд;
- низька якість матеріалів та виготовлених конструкцій, що використовуються під час виконання робіт з будівництва, ремонту чи реконструкції об'єктів;
- неякісне виготовлення конструкцій;
- помилки на стадії проектування;
- не виконання вимог безпеки щодо проходження проектної документації перед прийняттям рішення щодо реконструкції, ремонту та ліквідації об'єктів [3].

Найбільша кількість аварій пов'язана з: порушенням правил технічної експлуатації будівель та вимог нормативних документів, а також відступ від проектів під час виконання будівельно-монтажних робіт, частка яких становить до 50 - 60%; порушенням технології виконання робіт при проведенні монтажних та демонтажних робіт (особливо в умовах діючих виробництв) – до 11 - 15%; низькою якістю матеріалів та неякісним виготовленням конструкцій – до 5 - 10 %. Важливим моментом, як показує аналіз, за останні роки трапляються аварії у зв'язку з низьким якістю розроблюваних робочих проектів та проектною документації на проведення робіт. Вагомість аварій, де одними з причин є якість проектів, що розробляються, зросла з 5 – 6 % до 9 - 12%, що свідчить про значний вплив людського чинника як при зведенні чи експлуатації об'єкта, а й під час проектування, де допускаються певна сукупність грубих людських помилок[4]. Це пов'язано зі значним скороченням проектних інституцій, виконуваних ними обсягів проектних робіт, зменшенням кадрового складу (залученням до робіт тільки на період появи замовлень), відсутністю навчання та передачі досвіду молодим спеціалістам та, як наслідок, падінням рівня підготовки фахівців – проектувальників. Така форма організації праці, відсутність заходів щодо підвищення кваліфікації проектантів та методи виконання проектних робіт значною мірою знижують якість проектних розробок та прояви грубих помилок.

## 1.2 Ознаки аварійного стану будівельних конструкцій

Аварійним станом ґрунтової основи є такий його стан, коли конструкції будівлі або споруди, що спираються на цю основу, перебувають в аварійному стані через незадовільну роботу підстави. Отже, про аварійність ґрунтової основи судять за станом конструкцій, що спираються на нього. Норми проектування основ будівель та споруд обмежують відносну різницю осадів, середню та максимальну осідання фундаментів. При перевищенні граничних значень цих деформацій у конструкціях, що спираються на основу, слід очікувати появи тріщин [3]. Однак не завжди при цьому настає аварійний стан конструкцій будівель та споруд. У багатьох випадках відбувається лише порушення нормальних умов експлуатації. Природна основа, якщо виключити стихійні лиха (землетрус, зсуви), може прийти в аварійний стан у випадках, коли:

- при проектуванні будівлі або споруди неправильно оцінені міцнісні та деформативні властивості ґрунтів основи;
- порушено технологію котлованих робіт;
- допущено заморожування пучинистих ґрунтів;
- порушено правила експлуатації будівель та споруд.

Як приклад, коли порушення природної структури ґрунтової основи призвела до аварійного стану частини надземних конструкцій, можна привести зведення житлового п'ятиповерхового великопанельного будинку. При уривку котловану було пошкоджено водопровідну магістральну трубу, і частину котловану, відритого в суглинні, довгий час була залита водою, що призвело до сильного перезволоження ґрунтів. Після зведення будівлі відбулося випирання ґрунтів з-під подошви фундаментів із руйнуванням підлоги підвалу. Три секції будинку, побудовані на розрідженому ґрунті, просіли та відірвалися від двох раніше зведених секцій. Ширина тріщин угорі будівлі досягла 4 см (рисунок 1.1). Армований пояс, передбачений проектом у зв'язку з неоднорідністю основи, у

своїй розірвався. Загалом цю будівлю не можна було визнати аварійною, оскільки деформації підстави стабілізувалися та обвалення будівлі не відбулося. Аварійним у цьому випадку вважатимуться стан стінових панелей у зоні тріщин, оскільки було порушено зв'язку панелей друг з одним і з'явилися тріщини в простінках [3].

Прикладом досягнення аварійного стану надземних конструкцій внаслідок проморожування пучинистих ґрунтів можуть служити деформації надземної частини двоповерхового цегляного житлового будинку в період будівництва Пушкіне. Будівництво будинку велося у зимовий період. Вікна підвалу не було заклоно. Засипаний у підвал керамзитовий гравій прикрив підстави фундаментів у зовнішніх. стін Внутрішні поздовжні стіни мали фундамент, заглиблений щодо підлоги підвалу лише на 50 см. Ґрунт під цими стінами промерз, відбулося його здирство. В результаті будинок розколовся вздовж на дві частини. Ширина тріщини вгорі торцевих стін досягла 8-10 см. У цьому випадку будинок загалом не знаходився в аварійному стані. Тільки стан поздовжніх внутрішніх стін під перемичками можна було вважати аварійним, тому що при подальшому розвитку деформацій здирання з'являлася можливість обвалення перемичок та перекриттів, опертих на них. Після відновлення влітку жорсткості стін шляхом встановлення тяжів та закладення тріщин, а також утеплення підвалу до наступної взимку слідів наслідків морозного пучення основи не лишилося. Якби будівля залишилася з підвалом, що не утеплює до наступної зими, виникла б реальна небезпека обвалення ділянок стін. При реконструкції будівлі часто влаштовують технічні підвали, що експлуатуються, замість існуючих раніше напівпрохідних підпіллях. При цьому зазвичай поглиблюють підвал так, що відстань між подошвою фундаменту та поверхнею підлоги підвалу становить менше 50 см, а іноді подошва виявляється навіть вище підлоги підвалу. В останньому випадку завжди настає аварійний стан ґрунтової основи. Якщо відмітка підлоги підвалу наближається до позначки подошви фундаменту на відстань менше 50 см, необхідно зробити розрахунок підстави по



несучій здатності (по першій групі граничних станів), перевірити основу можливість випирання ґрунтів з-під подошви фундаментів [3].

Ґрунт під цими стінами промерз, сталося його здирство. В результаті будинок розколовся вздовж на дві частини. Ширина тріщини вгорі торцевих стін досягла 8-10 см. У цьому випадку будинок загалом не знаходився в аварійному стані. Тільки стан поздовжніх внутрішніх стін під перемичками можна було вважати аварійним, тому що при подальшому розвитку деформацій здирання з'являлася можливість обвалення перемичок та перекриттів, опертих на них. Після відновлення влітку жорсткості стін шляхом встановлення тяжів та закладення тріщин, а також утеплення підвалу до наступної взимку слідів наслідків морозного пучення основи не лишилося. Якби будівля залишилася з підвалом, що не утеплює до наступної зими, виникла б реальна небезпека обвалення ділянок стін. При реконструкції будівлі часто влаштовують технічні підвали, що експлуатуються, замість існуючих раніше. напівпрохідних підпілля. При цьому зазвичай поглиблюють підвал так, що відстань між подошвою фундаменту та поверхнею підлоги підвалу становить менше 50 см, а іноді подошва виявляється навіть вище підлоги підвалу. В останньому випадку завжди настає аварійний стан ґрунтової основи. Якщо відмітка підлоги підвалу наближається до позначки подошви фундаменту на відстань менше 50 см, то необхідно зробити розрахунок основи за несучою здатністю (по першій групі граничних станів), тобто перевірити основу можливість випирання ґрунтів з-під подошви фундаментів [3].

Аварійний стан фундаментів настає через незадовільну роботу ґрунтової основи або через недостатню міцність тіла фундаменту. При незадовільній роботі ґрунтової основи у фундаменті утворюються наскрізні тріщини, вони зазвичай сильно розкриті, рідко розташовані, перетинають фундамент по всій висоті та заходять у стіни. Ці тріщини не завжди призводять до аварійного стану надземних конструкцій. Тріщини викликають перерозподіл зусиль по довжині фундаментів, що може призвести до перевантаження окремих ділянок фундаментів та їхнього руйнування. Це зазвичай супроводжується місцевими

руйнуваннями тіла фундаменту у перемичок над отворами. У місцях перевантаження утворюються слабо розкриті часто розташовані вертикальні тріщини і спостерігається вертикальне розшарування тіла фундаменту. Останнє визначається при простукуванні вертикальних поверхонь фундаментів. У місцях розшарування звук при простукуванні глухий. Такий стан ділянок фундаментів слід вважати аварійним. При недостатній міцності тіла фундаментів у них також з'являються часто розташовані слабо розкриті тріщини та спостерігається вертикальне розшарування. Це аварійний стан. Поява тріщин у стінках фундаментів скляного типу під окремі колони, відсутність належного омонолічування стику колони з фундаментом слід визнати аварійним станом фундаменту, тому що в цьому випадку не забезпечується передбачена проектом закладення колони у фундаменті, що призводить до збільшення зусиль в окремих елементах каркасу. У практиці обстеження автора зустрівся випадок, коли в повністю змонтованому двоповерховому каркасному будинку закладення колон у фундамент здійснювалося лише за допомогою тимчасових дерев'яних клинів, без бетонного омонолічування. При реконструкції будівлі, коли роблять поглиблення підвалів, не завжди звертають увагу на конструкцію фундаментів. У будинках будівлі минулих століть часто нижня частина фундаменту виконувалася з каменів округлої форми в розпір зі стінками траншеї без застосування сполучного розчину. Поглиблювати підлогу при цьому нижче за верх такої кладки неприпустимо.

При реконструкції двоповерхового будинку у Запорізькій області, який мав подібний фундамент, замість напівпрохідного підпілля вирішили зробити підвал, що експлуатується. При цьому на висоту оголили кладку з каменів округлої форми. Каміння почало випадати з кладки фундаменту. Стіни, що спираються на цей фундамент, отримали великі деформації, перекриття просіли, перегородки впали. Вчасно не було вжито заходів для зміцнення стін та фундаментів, ділянки стін почали обрушуватися, та будівля довелося повністю розібрати. В даному випадку перший же камінь, що вивалився з фундаменту, був

досить достовірною ознакою аварійного стану фундаменту. Від моменту вивалу першого каміння до обвалення стін пройшло кілька років.

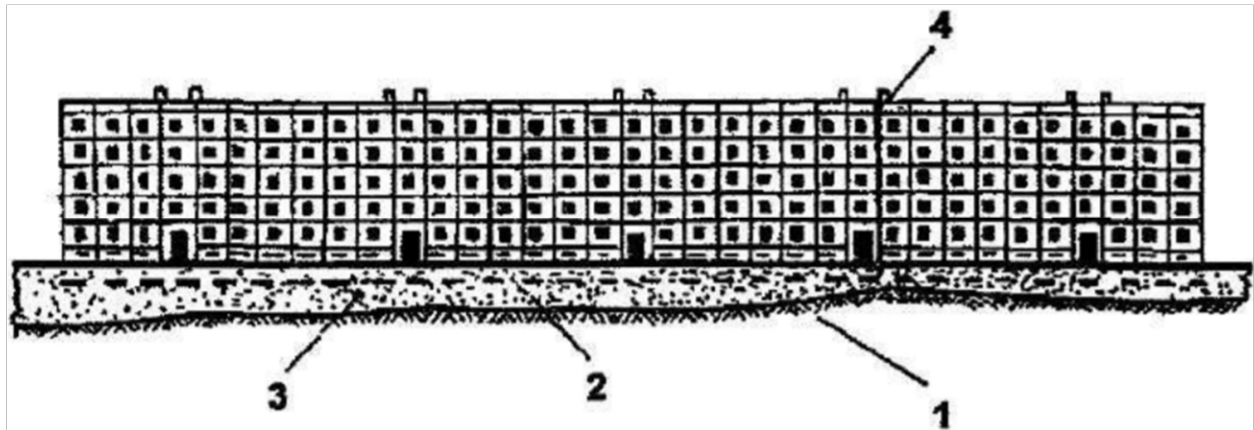


Рисунок 1.1 - Схема деформації великопанельного житлового будинку при сильній нерівномірній деформації ґрунтової основи результаті його замочування: 1 - скельний ґрунт; 2 - суглинок; 3 - пошкоджена водопровідна труба; 4 – тріщина;

Відповідно до положення норм проектування залізобетонних конструкцій [13] граничний стан поміцності настає в перерізі стислих, стиснутих і згинаються залізобетонних елементів тоді, коли деформації в найбільш стиснутих волокнах досягають граничних значень. Це вважається руйнуванням перерізу елемента. У повністю розтягнутих перерізах граничний стан настає тоді, коли напруга арматури досягає розрахункових опорів арматури розтягуванню. У статично визначених згинальних, позацентрово стислих та позацентрово розтягнутих елементах при великих ексцентриситетах досягнення напруг у розтягнутій арматурі значень розрахункових опорів (фізичного або умовної межі плинності) неминуче призведе до руйнування перерізу елемента при невеликому збільшенні навантаження. У статично невизначених елементах у цьому випадку відбудеться утворення пластичного шарніру, що викличе перерозподіл зусиль між опорними та прогоновими перерізами елемента. Звідси можна зробити висновок, що поява плинності у розтягнутій арматурі статично визначених елементів є аварійним станом (рисунок 1.2).

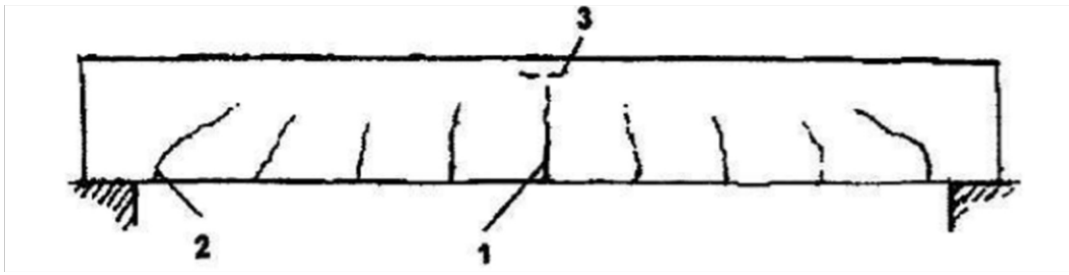


Рисунок 1.2 – Схема тріщин у статично визначному залізобетонному елементі 1 – нормальна тріщина, у котрій арматура досягла границі текучості; 2 – наклонна тріщина; 3 – продольна тріщина у сжатій зоні елемента;

У статично невизначених конструкціях граничний стан настає тоді, коли почне руйнуватися стисла зона бетону (рисунок 1.3). Про досягнення розтягнутої арматурою межі плинності можна судити за шириною розкриття тріщин лише на рівні арматури.

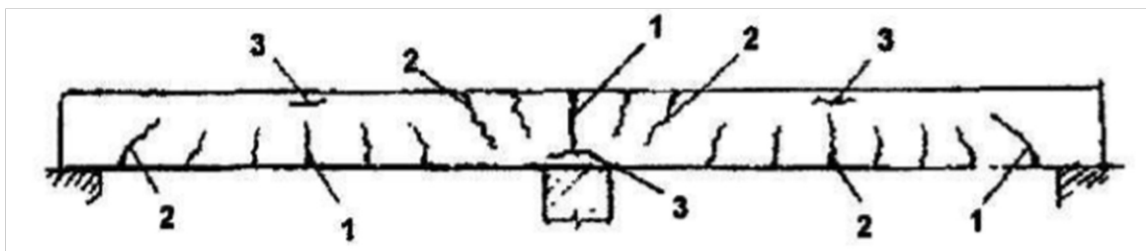


Рисунок 1.3 – Схема тріщин у розтянутій та сжатій зоні у статично не визначній згинаємому залізобетонному елементі: 1 – нормальна тріщина; 2 – наклонна тріщина; 3 – продольні тріщини у сжатій зоні елемента;

Якщо знехтувати розтяжність бетону, то розкриття тріщин дорівнюватиме абсолютному подовженню арматури на ділянці між тріщинами:

$$a_{cre} = \epsilon_{sm} l_{cre} \quad \dots \quad (1.1)$$

де  $\epsilon_{sm}$  – середнє значення відносної деформації арматури на ділянці між тріщинами

$$\epsilon_{sm} = \Psi_s \epsilon_s \quad (1.2)$$

Тут  $\Psi_s$  - відношення середніх відносних деформацій на ділянці між тріщинами до відносних деформацій арматури у перерізі з тріщиною  $\epsilon_s$ . Орієнтовно можна прийняти  $\Psi_s = 0,9$ . Відносні деформації арматури при

досягненні межі плинності можна прийняти для арматури, що має фізична межа плинності: із сталі класу А-I = 0,0011; із сталі класу А-II = 0,0019; зі сталі класу А-III = 0,0028. Для арматури, що не має фізичної межі плинності, відносні деформації при досягненні умовної межі плинності можна обчислити за формулою

$$\epsilon_{s.pl} = (R_{s.ser} - \sigma_{sp2}) / E_s + 0.02 \quad (1.3)$$

де  $\sigma_{sp2}$  - напруга в попередньо напруженій арматурі при нарузі в бетоні, що дорівнює нулю з урахуванням всіх втрат.

Для орієнтовних розрахунків можна прийняти:

$$\sigma_{sp2} = 0,6 * R_{s.ser}.$$

Тоді для арматури зі сталі:

- класу А-IV  $\epsilon_{s.pt} = 0,0032$ ;
- класу А-V  $\epsilon_{s.pt} = 0,0037$ ;
- класу-II  $\epsilon_{s.pt} = 0,0048$ ;
- класу К-7  $\epsilon_{s.pt} = 0,0037$ .

За такого підходу до вирішення поставленого завдання розкриття тріщин, що відповідає досягненню межі плинності в арматурі, можна подати у вигляді наступної таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Розкриття тріщин  $a_{crc}$  при досягненні в арматурі границі текучості, мм

Класи сталі	Відстань між тріщинами $l_{crc}$ , мм				
	50	100	150	200	250
А-I	0,06	0,1	0,2	0,2	0,3
А-II	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
А-III	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6
А-IV	0,2	0,3	0,5	0,7	0,7
А-V	0,2	0,3	0,6	0,9	1,8
В-II	0,2	0,4	0,6	0,9	1,1

Продовження таблиці 1.1.

Вр-II	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
К-7	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0

Таким чином, щоб судити про те, що арматура досягла границі текучості, потрібно знати не лише розкриття тріщин, а й відстань між ними. Слід звернути увагу, що за малих відстанях між тріщинами плинність в арматурі буде спостерігатися при розкритті тріщин значно меншим, ніж передбачено Нормами [13] з умови безпеки арматури від корозії. При з'ясуванні питання про досягнення межі плинності в поперечній арматурі (поперечних стрижнях, хомутах), враховуючи, що похилі тріщини зазвичай розташовуються під кутом  $45^\circ$  до осі елемента, значення розкриття тріщин таблиці 1 слід помножити коефіцієнт 0,7. За відстань між тріщинами в цьому випадку слід приймати відстань перпендикуляром до осі елемента між двома сусідніми тріщинами або (якщо тріщина одна) довжину поперечного стрижня. Про досягнення граничних деформацій у стислій зоні бетону судять за появою тріщин, паралельних осі елемента, та відшарування в цій зоні. Якщо похила тріщина у вільної опори елемента виходить на розтягнуту грань і розкриття тріщини перевищило 0,5 мм, це свідчить про те, що сталося просмикування поздовжньої арматури на опорі. Якщо одночасно з'явилися поздовжні тріщини в бетоні над кінцем похилої тріщини, то настав аварійний стан конструкції у зв'язку з її руйнуванням за похилим перерізом (рисунок 1.4).

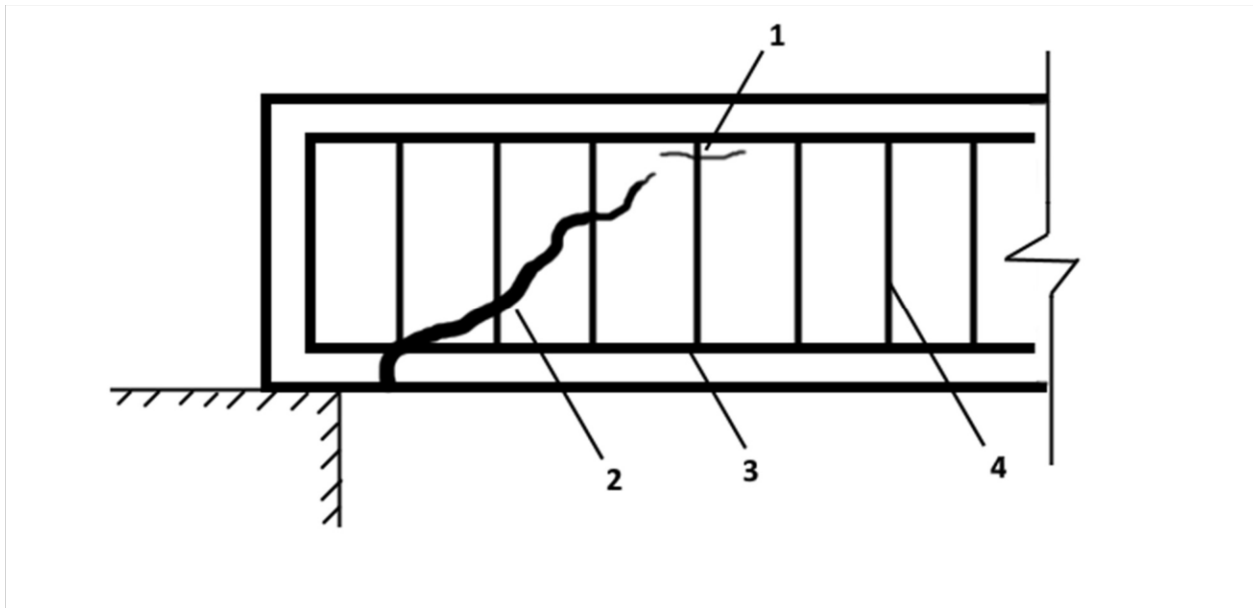


Рисунок 1.4 – Проста власнокерована система: У – управляючі дії; Х - мета управління (її результат); М - дії впливу довкілля; І - інформація про стан об'єкту управління, вплив середовища і результати;

Тріщини в бетоні вздовж поздовжньої розтягнутої арматури можуть утворитися з таких причин:

- корозія арматури, що супроводжується збільшенням її діаметра;
- випрямлення арматурних стрижнів, спочатку мають вигин;
- просмикування арматури на вільній опорі.

У всіх трьох випадках порушується зчеплення арматури з бетоном, що збільшує деформативність елемента та знижує його несучу здатність. Про аварійний стан елемента можна говорити в тому випадку, якщо при цьому розкриття нормальних і похилих тріщин перевищує вказані в таблиці 1.1 і є поздовжні тріщини з утворенням лящадок в стиснутій зоні бетону. При корозії високоміцної арматури в заздалегідь напружених залізобетонних конструкціях виникає небезпека раптового крихкого руйнування конструкції через обрив арматури. Тому наявність корозії високоміцної арматури є ознакою аварійного стану конструкції. Поздовжні тріщини вздовж стиснутої арматури свідчать, що

або сталася корозія арматури, або її стрижні почали втрачати стійкість через надмірно великої відстані між поперечною арматурою (рисунок 1.5). В обох випадках відбувається зниження несучої здатності елемента не тільки за рахунок зміни зусиль, що сприймаються стиснутою арматурою, а й за рахунок зменшення стиснутої зони бетону. Такий стан є аварійним.

Наявність тріщин у консолі колони зазвичай є ознакою великого навантаження консолі і загрожує обваленням конструкції, що спирається на неї. Тому колона з тріщинами у консолях є аварійною. Відхилення колони від вертикалі, допущене у процесі монтажу, який завжди є показником її незадовільної роботи. При надійному зв'язку колони, що відхилилася, з перекриттями і хорошим омонолічуванням останніх її деформація в горизонтальному напрямку можлива тільки при деформації всього температурно-збіжного блоку, тобто додаткове зусилля від нахилу колони буде розподілятися між всіма колонами температурно-збіжного блоку. Якщо ж відхилення колони від вертикалі відбулося в процесі експлуатації будівлі та супроводжується нерівномірним осадженням фундаментів, то це може свідчити про наближення аварії будівлі та вимагає негайної оцінки стану всіх, хто примикає до відхиленої колони конструкцій. Порушення цілісності стиків пов'язаних елементів є ознакою аварійного стану конструкції, що відхилилася, і елементів, що спираються на неї. У процесі експлуатації будівлі або споруди залізобетонні конструкції можуть одержати різні пошкодження. Найчастіше пошкодження бувають механічного або фізико-хімічний характер.

Внаслідок механічних ударів по поверхні конструкції можуть відбутися місцеві пошкодження бетону та арматури. Сколи бетону найбільш небезпечні у стислій зоні елемента. При ударі можливі пошкодження арматури як її деформації чи зменшення розмірів поперечного перерізу. Якщо при ударі утворилося викривлення арматурного стержня з відшаруванням захисного шару, відбувається зниження граничного зусилля, яке може сприйняти деформативний стрижень. У розтягнутому стрижні граничне зусилля можна обчислити за формулою:



$$N_{su} = \delta_1 R_s \pi r^2 \quad (1.4)$$

де  $\delta_1$  - відносне значення граничного зусилля в стрижні з урахуванням наявності викривлення, яке можна визначити за графіком на рисунку 1.5 залежно від відносного значення стрілки викривлення  $l_0/d$ ;  $r$  - радіус поперечного перерізу викривленого стрижня.

У стиснутому стрижні при втраті його зв'язку з бетоном пре-ділове зусилля можна обчислити як у сталевому поза-центренно стисломому елементі за формулою:

$$N_{su} = R_s \varphi_e \pi r^2 \quad (1.5)$$

де  $\varphi_e$  - коефіцієнт, у залежності від наведеного відносного ексцентриситету  $m_{ef}$  та умовної гнучкості  $\lambda$ .

Значення  $m_{ef}$  можна визначити за формулою:

$$m_{ef} = \eta m_1 \quad (1.6)$$

де,  $\eta$  - коефіцієнт форми перетину розрізу, котрий можна прийняти рівним одиниці.  $m_1$  - відносний ексцентриситет, який визначається по формулі:

$$m = 4 e_0 / r \quad (1.7)$$

Умовну гнучкість можна визначити за наступною формулою:

$$\lambda = 2s \sqrt{R_s / E_s} / r \quad (1.8)$$

де  $s$  - крок поперечної арматури конструкції.

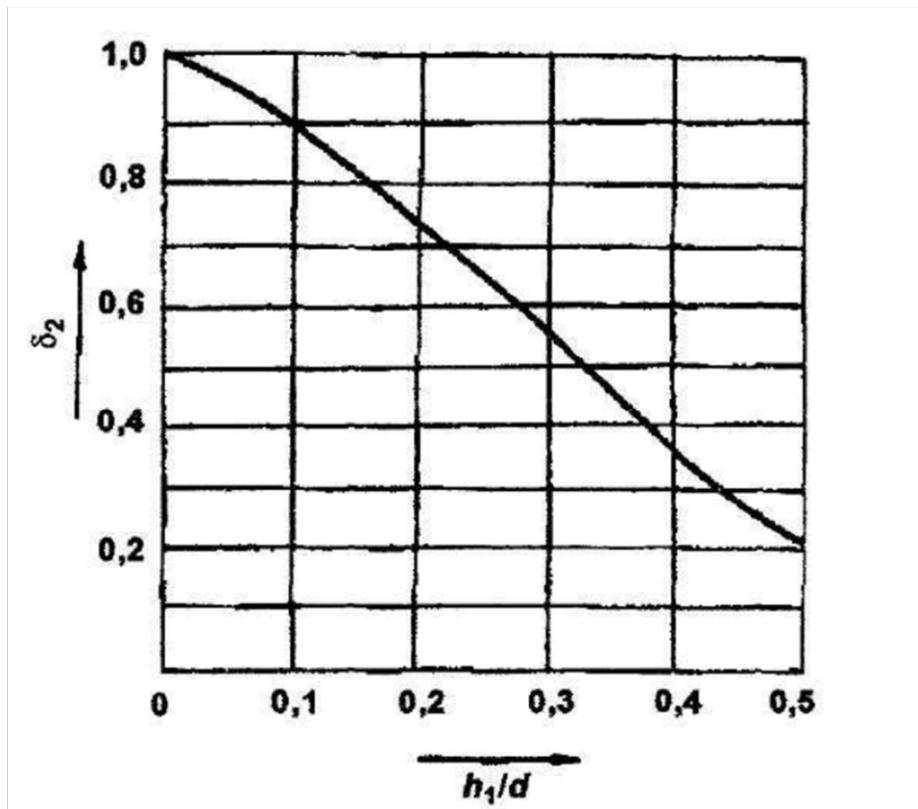


Рисунок 1.5 – Залежність відношення ступені зниження міцності арматурного стрижня  $\delta_2$  від відносної глибини пошкоджень  $h_1/d$

Якщо при ударі утворилося пошкодження арматурного стрижня, що призвело до зниження розміру його поперечного перетину без втрати зв'язку арматури з бетоном, то граничне значення у пошкодженому розтягнутому або стиснутому стрижні можна обчислити за такою формулою:

$$N_{su} = \delta_2 \gamma_s R_s \pi r^2 \quad (1.9)$$

де,  $\delta$  – коефіцієнт, відображаючий ступінь зниження міцності пошкодженого стрижня арматури, значення якого можна вирахувати за графіком рисунок 1.5, у залежності від відносної глибини пошкодження стрижня.  $\gamma_s$  – коефіцієнт для стрижня, який відображає урахування впливу концентрації напруг у місці пошкодження.

$$\gamma_s = 1 - 0,2 h_1/r \quad (1.10)$$

Якщо арматурний стрижень при ударі отримав одночасно і викривлення із втратою зв'язку з бетоном, і дефект у вигляді зменшення розміру поперечного перерізу в площині, перпендикулярній площині вигину, то в розтягнутому стрижні граничне зусилля можна визначити за формулою:

$$N_{su} = \delta_1 \delta_2 \gamma_s R_s \pi r^2 \quad (1.11)$$

У стиснутому стрижні у разі відбувається зниження зусилля  $N_{su}$  залежно від стрілки викривлення та глибини ушкодження стрижня. Орієнтовно значення  $N_{su}$  для стисненого стрижня можна отримати з наступного виразу.

$$N_{su} = \delta_2 \gamma_s \varphi_e R_s \pi r^2 \quad (1.12)$$

Обчисливши несучу здатність елемента з урахуванням граничного розрахункового зусилля у пошкодженому арматурному стрижні, порівнявши її з розрахунковим зусиллям в елементі та врахувавши наявність та характер тріщин у бетоні, приймають рішення про можливість визнання аварійної конструкції. Експерименти, проведені у лабораторних умовах наукового центру. Керженцевим, показали, що за наявності одностороннього пошкодження розтягнутої арматури руйнування залізобетонних елементів відбувається з розривом пошкодженої арматури при відносно невеликих деформаціях елементів. звідси випливає висновок: односторонні пошкодження розтягнутої арматури свідчать про аварійний стан залізобетонної конструкції.

При дії агресивного середовища відбувається зміна міцності бетону, місцеве його руйнування, корозія арматури.

Якщо при пошкодженні залізобетонних конструкцій з'являються розглянуті вище ознаки, що свідчать про велике їх навантаження (тріщини, відшарування лящадок у стиснутій зоні елементів та ін.), то пошкоджені конструкції слід вважати аварійними У деякій технічній літературі пропонується

відносний прогин звичайних залізобетонних, що згинаються. елементів, що перевищує 1/150 прольоту, вважати ознакою аварійного стану конструкції В інших джерелах, наприклад, у рекомендаціях [20], аварійний стан конструкції пропонується вважати при відносному прогині, більшому або рівному 1/50. Однак сам по собі великий прогин залізобетонних елементів свідчить лише про їхню малу згинальну жорсткість. Про близькість до аварійного стану залізобетонних елементів, що згинаються, можна судити за значеннями відносного прогину, що відповідають досягненню граничного стану за міцністю, який визначається за формулою:

$$f/l = \delta M_u l^2 / B \quad (1.13)$$

де  $\delta$  – коефіцієнт, залежний від обраного типу розрахункової схеми згинаємого елемента конструкції.  $M_u$  – верхня межа згинаючого моменту, який може перейти нормальний перетин елемента.  $B$  – згинна жорсткість елемента.

Для прямокутного перетину з одинарною арматурою можна застосувати наступну формулу:

$$M_u = R_s b h_0^2 \mu (1 - 0,5 \mu R_s / R_b) \quad (1.14)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт армування конструкції, який можна вирахувати за допомогою виразу:

$$\mu = A_s / b h_0 \quad (1.15)$$

При короткотривалому навантаженні, значення  $B$  можна прийняти за виразом:

$$B = 0,85 E_s \mu b h_0^3 (1 - \mu R_s / R_b) (1 - 0,5 \mu R_s / R_b) \quad (1.16)$$

а при відносній вологості повітря  $W \leq 40\%$  та довготривалій дії навантаження, застосувати наступну формулу:

$$B = 1,7E_s\mu b h_0^3 [1 - \mu R_s / (0,9R_b)] [1 - 0,5\mu R_s / (0,9R_b)] \quad (1.17)$$

Після підстановки компонентів  $B$  та  $M_u$  до виразу (1.13) для першого випадку, отримуємо:

$$f/l = \delta R_s l / [0,85E_s (1 - \mu R_s / R_b) h_0] \quad (1.18)$$

або при відносній вологості повітря  $W \leq 40\%$  та довготривалій дії навантаження:

$$f/l = \delta R_s l / \{1,7E_s [1 - \mu R_s / (0,9R_b)] h_0\} \quad (1.19)$$

Оскільки прогин елементів, що згинаються, відраховується від прямолінійної осі елемента, то в попередньо напружених балках значення відносного прогину, підрахованого за формулою (1.18), слід відняти відносний вигин від короткочасної дії зусилля попереднього обтискання  $P$ :

$$f_1/l = P e_{op} l / (8E_b J_{red}) \quad (1.20)$$

а зі значення відносного прогину, підрахованого за формулою (1.19), відняти ще й додатковий відносний вигин від усадки та повзучості бетону, що визначається з виразу:

$$f_2/l = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b) l / 8 h_0 \quad (1.21)$$

Якщо відносний прогин елемента перевищує значення, обчислені за формулами (1.18) і (1.19), але тріщини розтягнутій зоні розкрито не більше, ніж наведені в таблиці 1, і відсутні ознаки руйнування стиснутої зони, то слід вважати стан конструкції передаварійним. При розкритті тріщин у розтягнутій зоні більше наведених у таблиці 1.1 та наявності ознак початку руйнування стиснутої зони бетону стан конструкції слід вважати аварійним. На рисунку 1.8 представлена залежність відносного прогину  $f/l$  залізобетонних елементів, що згинаються від відношення прольоту  $l$  до робочої висоті перерізу  $h_0$  при досягненні у нормальних перерізах першої групи граничних станів для балок прямокутного перерізу з бетону класу В20 при арматурі із сталі класу А-III та  $\mu = 0,015$ .

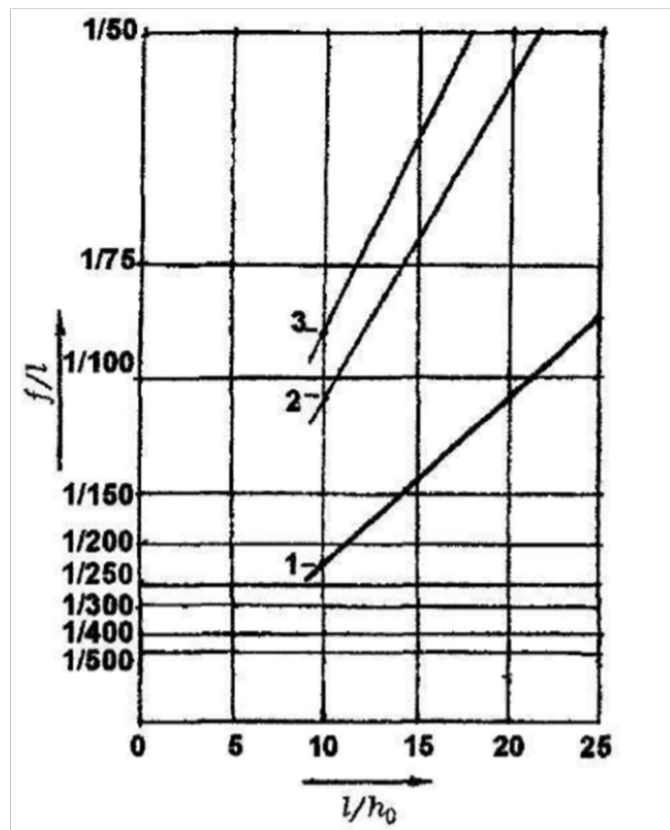


Рисунок 1.6 – Опис залежності відносного прогину  $z/b$  елемента від відношення довжини робочого прольоту до висоти перетину при класі бетону В20, класі арматури А-III та  $\rho = 0,015$ . 1 - для однопрогонової вільно опертої балки та короткочасної дії навантаження; 2 - те ж для тривалої дії навантаження; 3 - для консольної балки та короткочасної дії навантаження

З рисунку 1.6 видно, що досягнення граничного стану першої групи у нормальному перерізі може відбуватися при значеннях відносних прогинів, помітно відрізняються від  $1/150$  як в один, так і в інший бік. Таким чином, для використання критерію відносного прогину залізобетонних конструкцій при встановленні їх аварійного стану слід проводити щоразу розрахунок значення відносного прогину виходячи з конкретних умов (прольоту та схеми згинального елемента, класів бетону та арматури, коефіцієнта армування). У ряді випадків, коли немає видимих ознак перевантаження залізобетонних конструкцій, вони можуть перебувати в передаварійному стані. Це буває тоді, коли забезпечується стійкість конструкції. Сюди можна віднести перепустки або неякісне виконання вертикальних зв'язків, відсутність або непроектне виконання зварювання заставних деталей. У цих випадках навіть при незначному збільшенні навантажень може статися обвалення конструкцій. Останнім часом почастишали випадки обвалення балконів та козирків. Якщо балконна плита або козирок залізобетонні, то ознаки їхнього аварійного стану пов'язані з дефектами як розтягнутої арматури, так і стиснутої зони бетону. При незадовільному стані чи відсутності гідроізоляції балконних плит та козирків в результаті багаторазового впливу атмосферних опадів та перепадів температури відбувається руйнування верхньої та нижньої зон плит, що викликає корозію арматури та бетону. При пошкодженні корозією арматурних стрижнів більш ніж на 30% слід вважати стан плит балконів та козирків аварійним. При недостатній щільності бетону, зволоженні його через погану гідроізоляцію плити та попереми́нне заморожування та відтавання відбувається швидке руйнування нижньої поверхні плити. При цьому зменшується робоча висота перерізу плити. Руйнування більш ніж на 30% за глибиною бетону плити є ознакою її аварійного стану.

До ознак аварійного стану кам'яних конструкцій, можна віднести усе те саме що і до з/б конструкцій, але з поправкою на вид матеріалу та конструктивну схему елемента. Про велике навантаження елементів кам'яної кладки можна судити з наявності у яких тріщин. Тріщини можуть бути видимі, що виходять поверхню кладки, і невидимі — внутрішнє розшарування. Однак не всі тріщини

в кладці свідчать про її навантаження. Тріщини в кам'яній кладці можуть з'являтися також внаслідок нерівномірного осідання фундаментів та температурного впливу [21, 22, 23].

При нерівномірному осіданні фундаментів та температурному впливі в результаті перерозподілу зусиль між елементами кладки може відбутися перевантаження окремих елементів з утворенням у них тріщин силового походження. Настання аварійного стану кам'яної кладки в зв'язку з її навантаженням відповідає третій стадії напружено деформованого стану кладки. Ця стадія характеризується появою часто розташованих вертикальних тріщин, що мають невелике розкриття і проходять через вертикальні шви кладки та кілька рядів каменю (Рисунок 1.7).

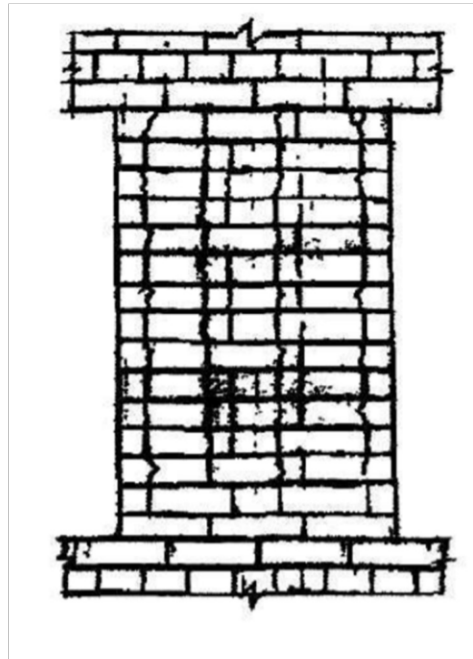


Рисунок 1.7 – Схема останньої стадії деформації кам'яної кладки, під впливом напруг

Тріщини, що виходять на зовнішню поверхню кам'яного елемента зазвичай супроводжуються внутрішнім розшаруванням кладки. Це можна встановити під час простукування кам'яного елемента. Якщо є його внутрішнє розшарування, то при ударі по поверхні кладки чути глухий звук. Як кажуть будівельники, кладка при цьому "бухтить". Внутрішнє розшарування кладки часто призводить до



вигляду зовнішньої версти кладки. Рекомендації [24] пропонують вважати неприпустимим відхилення від вертикалі елемента кам'яної кладки ніж  $1/3$  висоти перерізу елемента. При обліку цих рекомендацій слід пам'ятати, що й відхилення від вертикалі допущено під час виконання кладки, то горизонтальна складова зусилля, що виникає від цього відхилення, буде гаситися зв'язком елемента, що відхилився, з іншими ділянками кладки і перекриттями. При такому відхиленні від вертикалі кам'яного елемента слід зробити його розрахунок з урахуванням зв'язку з прилеглими елементами кладки та перекриттями [21, 22, 23, 24]. Якщо розрахунок покаже задовільний стан кладки, то не з'явиться підстав вважати такий елемент аварійним. При відхиленні ділянок стіни або стовпа від вертикалі з відривом їх від сусідніх елементів стін, викликаним нерівномірним осіданням фундаментів, у разі коли стабілізації осідання не сталося, виникає небезпека обвалення елементів кам'яної кладки, що відкололися. Це можна вважати аварійним станом кладки. Небезпечною є поява тріщин у кладці під кінцями балок, прогонів, перемичок великих прольотів або під опорними подушками (Рисунок 1.8). При цьому виникає можливість обвалення елемента, що спирається на кладку. Це аварійний стан елемент. При недостатньому опиранні плит перекриттів на стіни може статися скола кладки під кінцем плити, а також просмикування арматури плити на опорі. За відсутності видимих ознак руйнування кладки під кінцем плити та похилих тріщин у плиті стан плити слід вважати передаварійним. У разі збільшення навантаження на плиту воно може впасти. Тріщини в кладці, спричинені нерівномірним осадом фундаментів, температурним впливом, а також відсутність перев'язок поздовжніх та поперечних стін призводять до зниження просторової жорсткості будівлі. Це передаварійний стан будівлі. У разі появи значних горизонтальних зусиль може статися обвалення конструкцій. Тому просторову жорсткість будівлі завжди необхідно відновлювати [20].

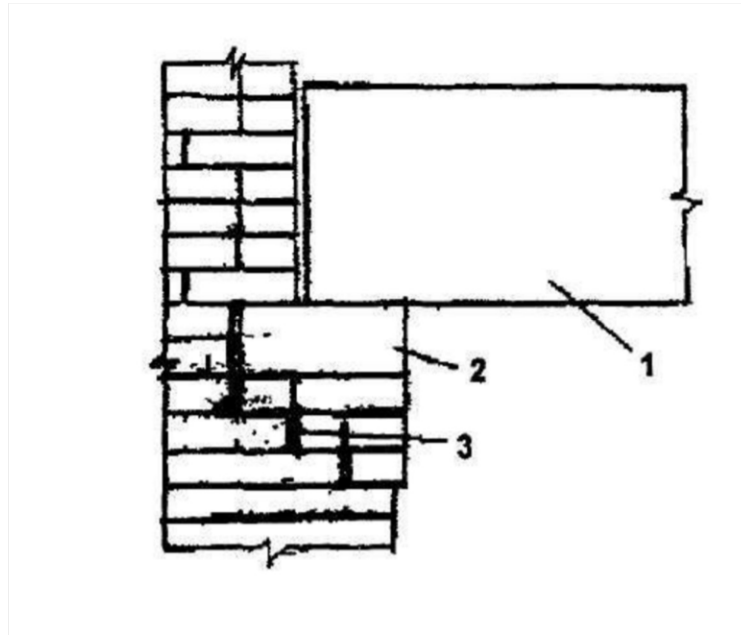


Рисунок 1.8 – Схема руйнування камяної кладки під опорним елементом (подушкою): 1 – балка; 2 – опорна подушка; 3 – наклонна тріщина

Окремо стоячу стіну можна вважати аварійною, якщо її висота є більшою, ніж вирахована за формулю:

$$H \geq h^2 \gamma_f \rho g / (c \omega \gamma) \quad (1.22)$$

де,  $h$  - товщина стіни;  $\gamma_f$  – коефіцієнт надійності по навантаженню, який дорівнює 0,9;  $\rho$  – щільність кладки;  $g$  – прискорення вільного падіння, яке можна прийняти 9,88;  $c$  - аеродинамічний коефіцієнт згідно норм [24];  $\omega$  – швидкість напору, за нормами [24];  $\gamma$  – коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням за нормами [5].

Фундаменти, перекриття, сходи великопанельні будівель мають самі ознаки аварійного стану, як і аналогічні конструкції інших будівель. Специфічні ознаки аварійного стану мають стінові панелі та вузли з'єднання стінових панелей один з другом та з плитами перекриттів. Обвалення великопанельного будинку може статися в результаті великого нерівномірного осадку фундаментів, що призвела до порушення цілісності окремих панелей та вузлів їхнього

сполучення. Також можлива аварія великопанельного будинку через руйнування окремих несучих панелей при недостатній їхній несучій здатності або через низьку якість горизонтальних швів. При якісному виконанні вузлів сполучення стінових панелей один з одним і з плитами перекриттів руйнування однієї стінової панелі не повинне призводити до прогресуючого обвалення всієї будівлі або всіх конструкцій, розташованих вище. Це забезпечується спеціальною конструкцією вузлів сполучення елементів великопанельних будівель, що допускають великі пластичні деформації. Проконтролювати якість виконання вузлів з'єднання можна тільки в процесі виконання будівельно-монтажних робіт або при розтині вузлів зведеної будівлі. Однак у останньому випадку наноситься значний шкода цілісності конструкцій, їх зовнішньому вигляду та час розтину вузлів та його подальшого ремонту утрудняється експлуатація приміщень. Слід мати на увазі, що зв'язки у вузлах з'єднання елементів великопанельних будівель один з одним повинні виконуватися строго за проектом. Як зменшення, і збільшення поперечного перерізу зв'язків матимуть негативні наслідки. При зменшенні поперечного перерізу зв'язку буде недостатня міцність з'єднання, а при збільшенні поперечного перерізу відбувається зменшення пластичної деформації зв'язку [25]. Окремі навісні стінові панелі можуть випасти з стіни через руйнування зв'язків. Провісником цього є вихід панелі з площини стіни, поява іржавих плям у місцях розташування сталевих зв'язків та тріщин у горизонтальних та вертикальних швах по периметру панелі.

Якщо навісні панелі прикріплені до каркаса, зазори, навіть значні, між панеллю і каркасом не можуть служити основою визнання панелі аварійної. У більшості випадків наявність великого зазору між деякими стіновими панелями та колонами каркасу свідчить про недбалий монтаж каркасу, тобто про те, що колони змонтовані над однією площиною. В цьому у разі слід перевірити положення сумнівної панелі щодо зовнішньої поверхні стіни. Якщо панель не виходить назовні щодо зовнішньої сторони стіни, то її стан слід визнати задовільним. Вертикальні та горизонтальні тріщини в стінових панелях збільшують їхню

проникність. Горизонтальні тріщини, крім того, знижують жорсткість панелі із її площини.

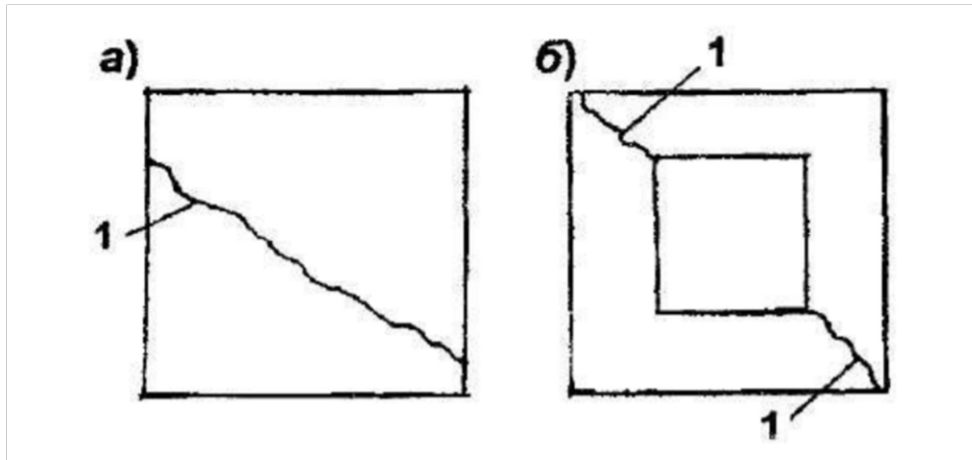


Рисунок 1.9 – Схема розповсюдження тріщин у стінових панелях: а – у панелі без оконного отвору; б – з ним; 1 – наклонні тріщини у конструкції будівлі

Відшарування та випадання зовнішнього захисного шару не може бути ознакою аварійного стану стінової панелі. При руйнуванні зовнішнього захисного шару виникає небезпека зволоження стіни дощем та зниження її теплотехнічних властивостей.

При виявленні таких дефектів вже у сталевих конструкціях, як загальний та місцевий вигин сталевих елементів, місцеве ослаблення перерізу, корозія сталі, для визначення стану сталевих елементів потрібно виконати розрахунки міцності з урахуванням виявлених дефектів. Методика цих розрахунків викладена у Довіднику [26]. Однак у ряді випадків і без виконання перевірочних розрахунків можна дійти невтішного висновку про наявність аварійного стану сталевих конструкцій. Наявність тріщин у зварних швах, у навколошовній зоні, поперечних тріщин у розтягнутих елементах, а також тріщин, що йдуть від заклепувальних отворів, є безперечною ознакою аварійного стану конструкцій. Часто причиною аварій сталевих конструкцій є втрата місцевої стійкості у вузлах сполучення. На рисунку 1.10, а зображені схеми освіти місцевого витріскування стінки зварного двотавра в поєднанні стійки рами з ригелем. У місцях перелому пояса звареного двотавра через концентрацію напруг у тонкій стінці відбулася

місцева втрата стійкості стінки, що призвела до обвалення рам спортивної споруди. Аналогічне явище відбулося й у сталевих рамах складської будівлі (Рисунок 1.10, б). Цієї аварії не сталося б, якби в місцях перелому пояса були встановлені ребра жорсткості [27]. У прикладі сталася аварія структурного покриття спортивної споруди із сталевих труб та фасонної прокату [27]. Причиною аварії була втрата стійкості фасонки у верхнього пояса структури через велику відстань між елементом решітки та верхнім поясом (Рисунок 1.10, в). При монтажі структури було допущено вигин фасонки, що посилює її складний напружений стан.

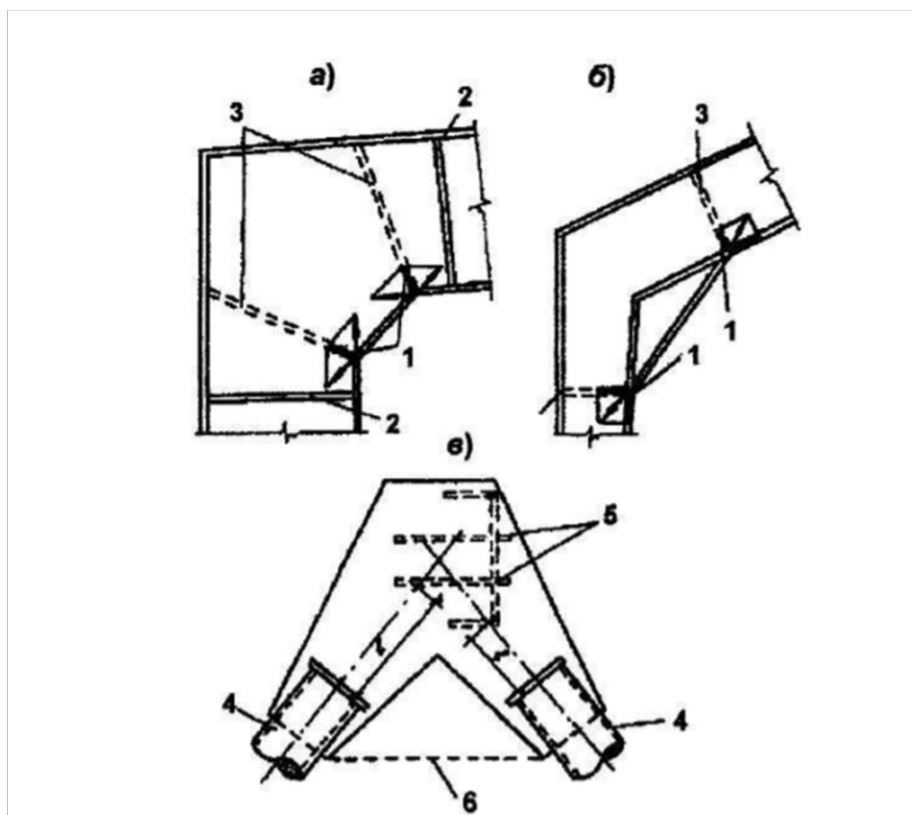


Рисунок 1.10 – Схема вузлів примикання елементів сталевих конструкцій, яка привела до аварії: а - ригеля та колони спортивної будівлі; б - ригеля і колони складської будівлі; в - розкосу до горизонтальних верхніх елементів структурного покриття; 1 - зосередження зусиль, що діють на стінку елементів двотаврового перерізу; 2 - проектні ребра жорсткості; 3-ребра жорсткості, що забезпечують місцеву стійкість стін елементів; 4 - трубчасті розкоси; 5 - верхні горизонтальні елементи структурного покриття; 6 - нижня грань фасонки;

Якщо стіни чи перегородки спираються на фундаменти, не пов'язані з фундаментами несучих конструкцій, на які оперти конструкції перекриттів та покриттів, то при різниці осад фундаментів відбувається або зависання стін (перегородок) на конструкції перекриттів (покриттів), або останні спираються на ці стіни та працюють у нерозрахунковому режимі. Це може призвести до аварії конструкцій перекриття та покриття. Так само як і щодо залізобетонних згинальних елементів, не можна судити про аварійний стан сталевих балок лише за якимось фіксованим значенням відносного прогину. Необхідно брати до уваги також проліт та висоту перерізу балки. При закріпленні верхнього пояса від зміщення у горизонтальній площині граничне зусилля, яке може сприйняти нормальний переріз балки. При цьому, значення відносного прогину з урахуванням формули (1.13) вираховується за виразом:

$$f/l = 2\delta R_y \gamma_c l / (Eh) \quad (1.23)$$

Опису аварій будівельних конструкцій присвячена велика література. При цьому головна увага приділяється причинам аварій та їх наслідкам. Ознаки аварійного стану, зазвичай, розглядаються недостатньо детально. Не вивчаються ознаки аварійного стану конструкцій та у технічних навчальних закладах. У зв'язку з цим інженерно-технічні працівники, навіть зустрівшись з явними ознаками аварійності конструкцій будівель та споруд, не завжди адекватно реагують на них. Це може призвести до аварії будівлі чи споруди, яку можна було б легко запобігти. Питання передаварійного та аварійного стану будівельних конструкцій будівель та споруд недостатньо розроблені і теоретично, і практично. Видається дуже важливим поглиблене опрацювання цих питань, узагальнення та публікація всіх відомих матеріалів за даним напрямом будівельної науки.

### 1.3 Закономірності впливу лінійних розширень на будівельні конструкції

Теплове (лінійне) розширення — зміна геометричних розмірів (об'єму) тіла внаслідок зміни його температури [15]. Кількісне теплове розширення рідин та газів при постійному тиску характеризується ізобарним коефіцієнтом розширення (об'ємним коефіцієнтом теплового розширення). Для характеристики теплового розширення твердих тіл додатково запроваджують коефіцієнт лінійного теплового розширення. Ця властивість характерна для всіх речовин. Коли речовина нагрівається, її частинки починають інтенсивніше рухатися, що приводить до збільшення середніх відстаней між ними. Більшість тіл збільшують свій об'єм в результаті зростання температури, однак відомо декілька винятків. Найвідомішими прикладами відхилення від правила є вода, яка в діапазоні від 0 °С до 4 °С зменшує свій об'єм при зростанні температури або чистий кремній при температурах між -255 °С та -153 °С. Розділ метрології, що вивчає властивості та методи вимірювання теплового розширення має назву дилатометрія, а прилад для визначення параметрів теплового розширення — дилатометр. Ступінь розширення речовини віднесений до зміни температури називається коефіцієнтом теплового розширення, що в цілому залежить від температури. Коефіцієнт лінійного теплового розширення визначається як відношення зміни лінійних розмірів матеріалу до зміни температури [16].

Основний закон теплового розширення свідчить, що тіло з лінійним розміром  $L$  у відповідному вимірі зі збільшенням його температури на  $T$  розширюється на величину  $L$ , рівну:

$$\Delta L = \alpha L \Delta T \quad (1.24)$$

де  $\alpha$  - так званий коефіцієнт лінійного теплового розширення. Аналогічні формули є для розрахунку зміни площі та об'єму тіла. У наведеному найпростішому випадку, коли коефіцієнт теплового розширення не залежить ні

від температури, ні від напрямку розширення, речовина буде рівномірно розширюватися по всіх напрямках у суворій відповідності до вищенаведеної формули.

Під лінійним розширенням мають на увазі здатність виробу змінювати свої розміри за підвищених температур. Ця особливість властива усім конструкціям, у тому числі і з поліпропілену, металу, бетону та інших матеріалів.

Добові та сезонні зміни температури зовнішнього повітря, пряме сонячне випромінювання, відбите сонячне випромінювання тощо призводять до зміни розподілу температури в окремих елементах конструкцій будівель та споруд. Ці зміни викликають температурні навантаження на конструкції будівель, які необхідно враховувати при їх проектуванні. Для інженерів теплове розширення – життєво важливе явище. Проектуючи сталевий міст через річку в місті з континентальним кліматом, не можна не враховувати можливий перепад температур у межах від  $-40^{\circ}\text{C}$  до  $+40^{\circ}\text{C}$  протягом року. Такі перепади викличуть зміну загальної довжини моста аж до кількох метрів, і, щоб міст не здіблювався влітку і не відчував потужних навантажень на розрив взимку, проектувальники складають міст з окремих секцій, з'єднуючи їх спеціальними термічними буферними зчленуваннями, які є вхідними в не з'єднані жорстко ряди зубів, які щільно стуляються в спеку і досить широко розходяться в холоднечу. На довгому мосту може налічуватися чимало таких буферів. Однак, не всі матеріали, особливо це стосується кристалічних твердих тіл, рівномірно розширюються по всіх напрямках. І далеко не всі матеріали розширюються однаково за різних температур. Найяскравіший приклад останнього роду – вода. При охолодженні вода спочатку стискається, як більшість речовин. Однак, починаючи з  $+4^{\circ}\text{C}$  і до точки замерзання  $0^{\circ}\text{C}$ , вода починає розширюватися при охолодженні і стискатися при нагріванні (з точки зору наведеної вище формули можна сказати, що в інтервалі температур від  $0^{\circ}\text{C}$  до  $+4^{\circ}\text{C}$  коефіцієнт теплового розширення води  $\alpha$  набуває негативного значення). Саме завдяки цьому рідкісному ефекту земні моря та океани не промерзають до дна навіть у найсильніші морози: вода холодніша за  $+4^{\circ}\text{C}$  стає менш щільною, ніж тепліша, і спливає до поверхні,



витісняючи на дно воду з температурою вище  $+4^{\circ}\text{C}$ . Те, що лід має питому щільність нижче щільності води, — ще одна (хоч і не пов'язана з попереднім) аномальна властивість води, яку ми зобов'язані існуванням життя на нашій планеті. Якби не цей ефект, крига йшла б на дно річок, озер та океанів, і вони, знову ж таки, вимерзли б до дна, вбивши все живе.

Вимоги щодо призначення температурних впливів для обліку їх при проектуванні будівель та споруд встановлює зведення правил ДБН В.1.2-2-2006: Навантаження і впливи [5], ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5:2012 Проект. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-5. Загальні дії. Теплові дії [14]. Ступінь температурних впливів на конструкції будівель залежить від наступних факторів [14]:

- місцеві кліматичні умови,
- просторова орієнтація конструкції,
- загальна маса конструкції,
- властивості зовнішніх поверхонь (облицьовування, оздоблення будівель),
- режими роботи систем обігріву та кондиціонування,
- теплової ізоляції будівлі.

Температурні дії на конструкції будівлі слід враховувати при визначенні розрахункових параметрів конструкційних елементів, якщо існує можливість перевищення граничних станів за несучою здатністю та експлуатаційною придатністю внаслідок температурних переміщень та/або напруг. Для підтвердження того, що температурні деформації (переміщення) не викличуть перенапруг у конструкції, елементи несучих конструкцій включають у проектні розрахунки вплив температурних впливів або застосовують конструкційні заходи, які забезпечуватимуть вільне переміщення вузлів і з'єднань за зміни їх температури [5].

Для конструкцій, які захищені від добових та сезонних змін температури, температурні кліматичні дії не враховуються [5, 14]. ДБН А.1.2-2-2006 наказує для конструкцій, які не захищені від добових та сезонних змін температури, враховувати зміну в часі:

- середньої температури  $\Delta t$  будівельних елементів;
- середнього перепаду температури за перерізом будівельних елементів.

Нормативні значення зміни середньої температури елемента влітку  $\Delta t_w$  та взимку  $\Delta t_c$  визначають за формулами:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c} \quad (1.25)$$

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w} \quad (1.26)$$

де,  $t_w$ ,  $t_c$  – нормативні значення середньої температури елемента влітку та взимку, а також  $t_{0w}$ ,  $t_{0c}$  – літня та зимова початкові температури конструкції.

Середні перепади температури по перерізу елемента  $w$  і  $s$  визначають за формулами із застосуванням даних таблиць ДБН А.1.2-2-2006. Окремо розглядаються дві категорії конструкцій будівель:

- не захищені від дії сонячного випромінювання;
- захищені від дії сонячного випромінювання.

Для кожної із цих двох категорій окремо розглядаються конструкції:

- не опалюваних будівель та відкритих споруд
- опалювальних будівель
- будівель із технологічними джерелами тепла.

Зміни температури викликають розширення або скорочення конструкційних матеріалів, внаслідок чого в них виникають температурні деформації та температурні напруження. Проста ілюстрація температурного розширення показана на рисунку 1.11, де брусок матеріалу не закріплений і тому має можливість вільно розширюватися [17].

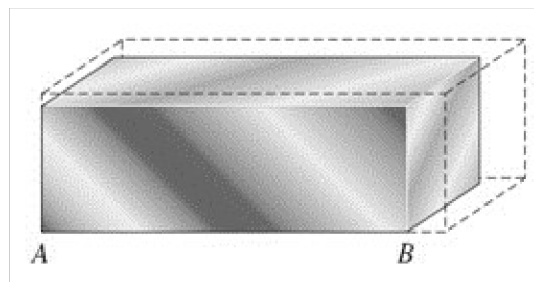


Рисунок 1.11 – Вплив збільшення температури на брусок загальна схема

Коли цей брусок нагрівається, кожен елемент матеріалу піддається температурним деформаціям у всіх напрямках, і, відповідно, розміри бруска збільшуються також у всіх напрямках. Якщо взяти кут А за точку відліку і дати стороні АВ можливість зберігати свій вихідний напрямок, то брусок набуде форми, яка показана штриховими лініями. Для більшості конструкційних матеріалів температурна деформація  $\varepsilon_T$  є пропорційною до зміни температури  $\Delta T$ , тобто:

$$\varepsilon_T = \alpha \cdot \Delta T \quad (1.27)$$

де  $\alpha$  - властивість матеріалу, яке називається коефіцієнтом температурного розширення. Згідно з прийнятою у світі «знаковою угодою» температурне розширення вважається позитивним, а температурне скорочення – негативним [17, 18].

Оскільки деформація є безрозмірною величиною, цей коефіцієнт температурного розширення має розмірність, обернену до зміни температури. У системі СІ розмірність  $\alpha T$  може виражатися як  $1/K$  (величина зворотна одиниці СІ Кельвін) або  $1/^\circ C$  (величина зворотна градусу Цельсія). Величина  $\alpha T$  є однаковою в обох випадках, оскільки зміна температури є чисельно однаковою як у градусах Кельвіна, так і градусах Цельсія. Зручно становити величину коефіцієнта температурного розширення в одиницях  $10^{-6}/^\circ C$  або  $\mu m/m \cdot ^\circ C$ . Останній вигляд особливо зручний - він наочно показує, наскільки мікрометрів подовжується один метр матеріалу при збільшенні температури на один градус температури.

Щоб продемонструвати відносну важливість температурної напруги, можна порівняти температурну напругу з напругою, яка виникає при силовому навантаженні [17]. Припустимо, що ми маємо брус, який навантажений силами в осьовому напрямку з поздовжніми деформаціями, що даються рівністю:

$$\varepsilon = \sigma/E \quad (1.28)$$

де  $\sigma$  – напруга, а  $E$  – модуль пружності. Далі припустимо, що ми маємо ідентичний брусок, який схильний до зміни температури  $\Delta T$ . Це означає, що цей брусок має температурні деформації відповідно до рівності (1.29). Прирівнювання цих двох видів деформацій дає рівняння:

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (1.29)$$

Обчислимо осьову напругу, яка дає такі ж деформації, як і зміна температури  $\Delta T$  в стрижнях з алюмінієвого сплаву і будівельної (маловуглецевої) сталі при збільшенні їх температури на 50 °С.

Для алюмінієвого стрижня ( $\alpha = 23 \cdot 10^{-6}$ ,  $E = 70000$  Н/мм<sup>2</sup>):

$$\sigma = 70000 \cdot 23 \cdot 10^{-6} \cdot 50 = 80,5 \text{ Н/мм}^2$$

Для стрижня з маловуглецевої сталі ( $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ,  $E = 210000$  Н/мм<sup>2</sup>):

$$\sigma = 210000 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot 50 = 126 \text{ Н/мм}^2$$

Зазначимо відомий факт, що при однаковій зміні температури температурні напруги в алюмінієвому стрижні становлять лише 2/3 від величини температурних напруг у сталевому стрижні. Так відбувається тому, що величина температурної напруги залежить від добутку модуля пружності та коефіцієнта температурного розширення. Тому, хоча коефіцієнт температурного розширення алюмінію вдвічі більше, ніж в сталі, але модуль пружності алюмінію втричі менше, ніж в сталі.

Як видно з наведених вище розрахунків, температурна напруга може досягати величин, порівнянних з напругою від механічних навантажень. Тому термічні навантаження на конструкції будинків необхідно враховувати поряд з іншими навантаженнями, як того і вимагають нормативні документи [5, 14].

Повернемося до бруску матеріалу, показаного на рисунку 1.11. Припускаємо, що матеріал бруска є гомогенним та ізотропним, тобто механічні властивості матеріалу бруска є однаковими у всьому обсязі. Крім того, припускаємо, що зміна температури  $\Delta T$  є однорідною, тобто однаковою по всьому бруску. За таких умов ми можемо визначити збільшення будь-якого

розміру бруска шляхом множення початкового розміру на температурну деформацію. Наприклад, якщо один із розмірів бруска становить  $L$ , то цей розмір збільшиться на величину:

$$\delta T = \varepsilon T \cdot L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L \quad (1.30)$$

Рівняння (1.30) можна застосовувати для обчислення змін довжин елементів конструкцій після однорідного нагрівання, наприклад подовження призматичного стрижня на рисунку 1.12. Поперечні розміри стрижня також зміняться, але ці зміни не показані на рисунку 1.12, оскільки зазвичай вони не впливають на осьові сили, що передаються цим стрижнем.

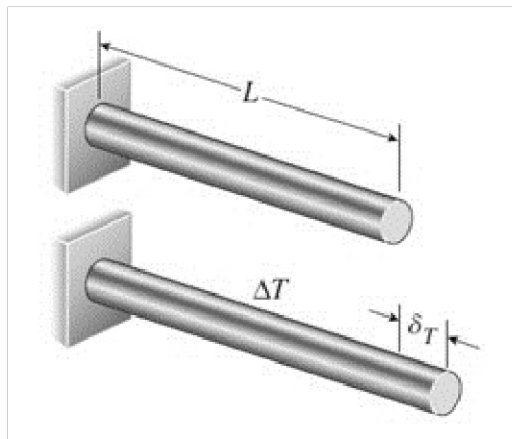


Рисунок 1.12 – Збільшення довжини призматичного стрижня внаслідок однорідного підвищення температури

Оцінимо подовження незакріплених алюмінієвого та сталевого стрижнів завдовжки 3м зі збільшенням їх температури на  $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Для алюмінієвого стрижня:

$$\delta T = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 23 \cdot 10^{-6} \cdot 50 \cdot 3000 = 3,5 \text{ мм}$$

Для стрижня з маловуглецевої сталі:

$$\delta T = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 50 \cdot 3000 = 1,8 \text{ мм}$$

При розгляді вище температурних деформацій передбачалося, що конструкція не має обмежень для своїх переміщень, що дозволяло їй розширюватись або скорочуватись вільно. Такі умови виникають, наприклад,

коли об'єкт лежить на гладкій поверхні, де не виникає тертя. У разі при однорідному нагріванні всього об'єкта загалом немає напруг, хоча неоднорідні зміни температури можуть викликати внутрішні температурні напруги. Однак багато конструкцій мають опори, які перешкоджають вільному розширенню та скороченню їх розмірів. Тому в них розвиваються температурні напруження навіть, якщо зміна температури є однорідною по всій конструкції.

Щоб розглянути температурні деформації у статично визначених конструкціях, змодельємо ферму ABC із двох стрижнів, показаної на рисунку 1.13. Припустимо, температура стрижня AB змінилася на  $\Delta T_1$ , а стрижня BC – на  $\Delta T_2$ . Оскільки ця ферма є статично визначною, то обидва стрижні можуть вільно подовжуватися або коротшати, даючи в результаті переміщення з'єднання В. Однак у цьому випадку температурні напруги в стрижнях, а також реакції в опорах, відсутні.

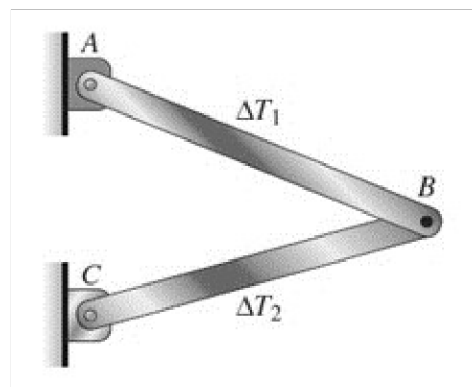


Рисунок 1.13 – Статично визначна ферма ABC з однорідним змінюванням навколишньої температури кожного елемента

Цей висновок справедливий загалом всім статично визначальним конструкціям, саме: однорідне змінювання температури в елементах конструкції викликають температурні деформації (і відповідні зміни довжин елементів) без виникнення відповідних температурних напруг [17, 18].

Для розгляду прикладу температурних деформацій у статично невизначених конструкціях, розглянемо ферму ABCD. Статично невизначеними конструкціями називаються конструкції, у яких кількість реакцій перевищує кількість рівнянь статичної рівноваги. На відміну від статично визначальних

конструкцій при розрахунку таких конструкцій беруться до уваги прогини. У статично невизначеній конструкції температурна напруга може виникати або не виникати в залежності від особливостей конструкції та особливостей температурних змін. Щоб проілюструвати деякі з таких можливостей, розглянемо статично невизначену ферму на рисунку 1.14.

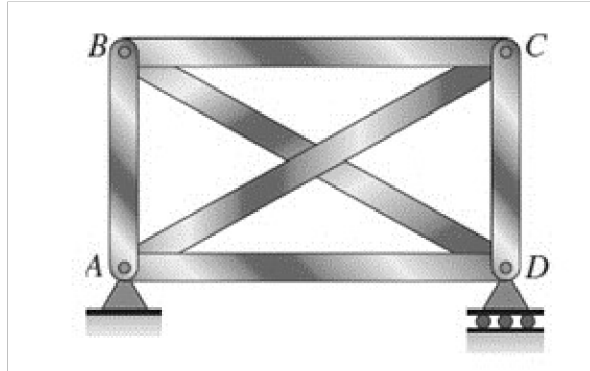


Рисунок 1.14 – Статично не визначна ферма під впливом зміни навколишньої температури

Опори цієї конструкції дозволяють вузлу D рухатися горизонтально. Тому, коли вся ферма однорідно нагрівається, у ній немає температурних напруг. Всі елементи збільшуються в довжині пропорційно до своїх початкових довжин, а вся ферма в цілому стає трохи більше в розмірах.

Однак, якщо деякі зі стрижнів нагріваються, а інші - ні, то виникають температурні напруги, так як статично невизначене розташування стрижнів перешкоджає їх вільному розширенню.

## 2 ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМАЦІЇ ТЕМПЕРАТУРНИХ ШВОВ

### 2.1 Види деформаційних швов будівель

Деформаційний шов — наскрізний вертикальний проріз у конструкціях, який допускає деформацію будівлі та зміщення окремих її частин під дією навантажень [30]. З метою герметизації заповнюється пружним ізоляційним матеріалом. Залежно від призначення застосовують такі деформаційні шви:

- температурні;
- компенсаційні;
- осідальні;
- антисейсмічні;
- усадкові.

Являє собою свого роду розріз у конструкції будівлі, що розділяє споруду на окремі блоки і тим самим надає споруді деякий ступінь пружності. З метою герметизації заповнюється пружним ізоляційним матеріалом [30].

При будівництві та проектуванні споруд різного призначення використовується деформаційний шов, який потрібний для зміцнення всієї будови. Завданням шва є безпека будови від сейсмічних, осадкових та механічних впливів. Дана процедура служить додатковим зміцненням будинку, захищає від руйнування, усадки та можливих зсувів та викривлень на ґрунті. Температурні шви ділять будівлю на відсіки від рівня землі до покрівлі включно, не торкаючись фундаменту, який, перебуваючи нижче за рівень землі, зазнає температурних коливань меншою мірою і, отже, не піддається істотним деформаціям. Відстань між температурними швами приймають залежно від матеріалу стін та розрахункової зимової температури району будівництва.

Щоб уникнути появи в стінах будинків тріщин від нерівномірного осідання чи фундаментів внаслідок деформації матеріалу стіни при коливаннях



температури влаштовують деформаційні шви. Вони можуть бути осадовими й температурними. Осадочні шви влаштовують у разі різної поверховості частин або коли залягаючи в основі ґрунти мають різні фізико-механічні властивості. У цьому випадку шов розрізає будинок на відсіки, які можуть самостійно працювати під навантаженням, тобто шов розрізає і стіни, і фундаменти. Температурні шви немовби перерізають стіну від верху до фундаменту, розчленовуючи її на окремі відсіки, що можуть мати розміри від 50 до 200 м залежно від матеріалу стіни і району будівництва а. Відсіки стін у деформаційному шві сполучаються у вигляді паза (штриби) і гребеня з прокладкою між ними двох шарів толю й утепленням шва просмоленим чи клоччям герметичним шнуром. Нерідко використовують пристрій спеціальних компенсаторів із гнучких металевих пластинок, між якими вміщують утеплювач [22]. Важливими конструктивними елементами стін будинків, що збагачують їх архітектурно-композиційні рішення, є балкони, лоджії й еркери. Вони служать немовби зв'язуючим елементом для людини між приміщеннями і навколишнім середовищем. влаштування їх створює додаткові зручності, особливо в житлових будинках. Компенсаційний шов є розрізом у тілі монолітної або умовно монолітної плити, яку може являти собою стіна, підлога або покрівля будівлі. Призначення компенсаційного шва зрозуміло, вже виходячи з його назви – він служить для компенсації напруги, яка може призвести до руйнування конструктивних елементів будівлі або погіршення їх якісних характеристик.

Окремі частини будівлі можуть бути різною поверховістю. У цьому випадку ґрунти основи, розташовані безпосередньо під різними частинами будівлі, сприйматимуть різні навантаження. Нерівномірна деформація ґрунту може призвести до появи тріщин у стінах та інших конструкціях будівлі. Іншою причиною нерівномірного осідання ґрунтів основи споруди можуть бути відмінності у складі та структурі основи в межах площі забудови будівлі. Тоді в будинках значної протяжності навіть за однакової поверховості можуть з'явитися осадові тріщини. Щоб уникнути появи небезпечних деформацій у

будинках влаштовують осадові шви. Ці шви, на відміну від температурних, розрізають будівлі на всій їх висоті, включаючи фундаменти.

Якщо в одному будинку необхідно використовувати деформаційні шви різних видів, їх по можливості поєднують у вигляді так званих температурно-осадових швів.

Антисейсмічні шви застосовуються в будинках, що будуються в районах, схильних до землетрусів. Вони розрізають будинок на відсіки, які у конструктивному відношенні повинні бути самостійними стійкими обсягами. По лініях антисейсмічних швів розташовують подвійні стіни або подвійні ряди несучих стійок, що входять в систему несучого кістяка відповідного відсіку.

Усадочні шви роблять у стінах, що зводяться з монолітного бетону різних видів. Монолітні стіни при твердінні бетону зменшуються в об'ємі. Усадочні шви перешкоджають виникненню тріщин, що знижують здатність стін, що несе. У процесі твердіння монолітних стін ширина усадкових швів збільшується після закінчення усадки стін шви наглухо крупним планом.

За типами деформаційні шви ще можуть поділятися за низкою ознак. Це може бути тип конструкції, що обслуговується, місце розташування (пристрою), наприклад, деформаційні шви в стінах будівлі, в підлогах, в покрівлі. Крім того варто враховувати відкритість та закритість їх розташування (всередині приміщення та зовні, на відкритому повітрі). Про загальноприйняту класифікацію (найважливішу, що охоплює всі найбільш характерні ознаки деформаційних швів) сказано вже чимало. Вона прийнята виходячи з деформацій, із якими покликана боротися. З цього погляду деформаційний шов між будинками може бути температурний, осадовий, усадковий, сейсмічний, ізоляційний. Залежно від поточних обставин та умов між будинками застосовують різні види деформаційних швів. Проте слід знати, що вони повинні відповідати заданим спочатку параметрам.

Ще на стадії проектування будівлі спеціалістами визначаються розташування та розмір деформаційних швів. Це відбувається з урахуванням усіх передбачуваних навантажень, які викликають деформацію споруди.

При влаштуванні деформаційного шва необхідно розуміти, що він є не просто розрізом підлоги, стіни або покрівлі. При цьому він повинен бути правильно оформлений з конструктивної точки зору. Ця вимога обумовлена тим, що у процесі експлуатації споруд деформаційні шви беруть він колосальні навантаження. Якщо виникає перевищення здатності шва, що несе, є ризик появи тріщин. Це, до речі, досить відоме явище, а запобігти йому можуть спеціальні профілі, виготовлені з металу. Їх призначенням є деформаційні шви профілі герметизують їх, забезпечують конструктивне посилення.

Шов між будинками, служить свого роду з'єднанням двох споруд, що стоять близько один до одного, але мають при цьому різні фундаменти. Внаслідок цього негативним чином може позначитися різниця у ваговому навантаженні конструкцій, і обидві споруди можуть дати небажані тріщини. Щоб цього уникнути, застосовують жорстке з'єднання із застосуванням армування. В даному випадку необхідно переконатися в тому, що обидва фундаменти вже добре, осіли і є досить стійкими до майбутніх навантажень. Влаштування деформаційного шва здійснюється у суворій відповідності до загальноприйнятих регламентів дій [22].

Як відомо, стіни є найважливішим елементом у структурі споруди. Вони виконують несучу функцію, приймаючи на себе всі навантаження, що випадають. Це вага покрівлі, плити перекриттів та інші елементи. З цього випливає, що надійність та довговічність будівлі багато в чому залежить від міцності деформаційного шва між стінами. Більше того комфортна експлуатація внутрішніх приміщень також залежить від стін (несучих конструкцій), що виконують важливу функцію захисту від зовнішнього світу.

Слід знати, що чим товстіший матеріал стін, тим вище вимоги ставиться до деформаційних швів, влаштованих у них. Незважаючи на те, що зовні стіни видаються монолітними, насправді їм доводиться зазнавати різноманітних навантажень. Причинами деформації можуть бути:

- перепади температури повітря
- ґрунт під спорудою може нерівномірно осідати

- вібраційні та сейсмічні навантаження та багато іншого

Якщо тріщини утворюються в несучих стінах, це може загрожувати цілісності всієї будівлі загалом. Виходячи з вищесказаного, деформаційні шви є єдиним способом запобігання змінам у тілі споруд, які можуть стати фатальними. Щоб функціонування деформаційного шва у стінах було правильним, необхідно, перш за все, грамотне виконання проектних робіт. Отже, розрахунок дій має здійснюватися ще стадії проектування будівлі. Основним критерієм успішної експлуатації деформаційного шва можна назвати правильно підраховану кількість відсіків, на які планується розрізати споруду для успішної компенсації напруги. Відповідно до встановленої кількості визначається і відстань, яку необхідно врахувати між швами.

Як правило, у стінах з несучою функцією деформаційні шви мають інтервал приблизно 20 метрів. Якщо йдеться про перегородки, то допускається дистанція 30 метрів. У цьому будівельники повинні враховувати області концентрації внутрішніх напруг. Відстань визначається типом передбачуваних деформаційних швів, які у свою чергу залежать від факторів, що викликають зміни у тілі споруди.

Крім того, у початковому моменті проектування в стінах споруд з особливою ретельністю враховується ширина розрізу для деформаційних швів. Цей параметр має важливе функціональне значення, оскільки визначає величину передбачуваного поперечного усунення конструктивних елементів будівлі. Про способи герметизації деформаційних швів слід подумати заздалегідь.

У промислових спорудах та конструкціях, ситуація трохи інакша. Протяжність промислових споруд, майже завжди більша, ніж будівель цивільного призначення, тому пристрій у таких швах набуває великого значення. У промислових будинках фахівці передбачають деформаційні шви відповідно до їх призначення. Вони можуть бути антисейсмічними, осадовими та навіть температурними.

Деформаційні шви в каркасних будинках розрізають будівництво на окремі блоки, а також всі конструкції, що спираються на неї. У промислових

спорудах масового будівництва, як правило, влаштовують температурні шви, що в свою чергу поділяються на поздовжні та поперечні. Відстань між швами в будівлях призначають згідно з конструктивним рішенням будівництва, а також кліматичних умов будівництва, величини температури повітря всередині приміщення. Якщо йдеться про залізобетонні одноповерхові конструкції промислових споруд, то проміжок між швами дозволяється без розрахунку підйому в 20%. Поперечні деформаційні шви на одноповерхових промислових будинках роблять на парних колонах без урахування вставки [32]. У багатоповерхових будівлях – зі вставкою або без неї та також на парних колонах. Варто відзначити, що більш технологічними є шви без вставки, оскільки вони не потребують додаткових елементів, що захищають. На сьогоднішній день деформаційні шви виготовляються у форматі пружної арки з мінераловатних плит середньої жорсткості. Вони обтискаються оцинкованою покрівельною сталлю – циліндричними фартухами. У місці влаштування деформаційного шва килим посилюється кількома шарами склотканини. Температурні поздовжні шви в спорудах на один поверх влаштовують на 2х рядах колон з наявністю вставки, її ширину в залежності від прив'язки в суміжних прольотах вважають від 500 до 1000 мм. Якщо поздовжній температурний шов поєднується з різними показниками висот суміжних прольотів, тому приймають інші розміри вставок. Таких умов дотримуються в місцях, де перпендикулярні прольоти взаємно примикають один до одного.

Якщо йдеться про промислові будинки зі спорудженим залізобетонним скелетом без спеціальних мостових кранів можна влаштовувати деформаційні поздовжні шви на таких колонах як одинарні. Такий шов відрізняється простотою монтажу, тим самим дозволяє не брати до уваги додаткові елементи в стінах та покриттях, а також парні колони або підкроквяні конструкції. Те саме можна сказати про промислові будівлі без кранів зі змішаним або металевим каркасом.

## 2.2 Причини деформації температурних швов

У сучасних умовах потреба в будинках та інженерних спорудах різного призначення постійно зростає. Дуже затребуваними виявляються монолітні споруди. При цьому бетон та залізобетон залишаються основними матеріалами житлово-культурного, промислового, енергетичного, дорожньо-транспортного, сільськогосподарського та інших видів будівництва. Залізобетон є будівельним матеріалом, в якому вигідно поєднується робота бетону та сталі. Ідея поєднання в залізобетоні цих двох вкрай відрізняються механічними властивостями матеріалів ґрунтуються на наступному. Бетон, як і всякий кам'яний матеріал, добре чинить опір стискаючим навантаженням, але слабо протидіє напругам, що розтягують: міцність бетону при розтягненні приблизно 10-15 разів менше міцності при стисканні. Для створення більш комфортних умов для проживання у ряді випадків використовуються екологічно чисті матеріали, такі як, наприклад, цегла. Завдяки застосуванню як матеріал зовнішніх несучих стін цегли з'являється можливість досить значною мірою підвищити екологічність майбутнього житла. При цьому ми маємо справу з низкою інших факторів, які свідчать як про конструктивної доцільності, і про економічну ефективність під час будівництва. Конструктивно з'являється можливість уникнути використання як зовнішнього вертикального несучого елемента колон, тим самим забезпечується можливість одержати внутрішню поверхню стін без виступів. Це призводить до збільшення корисної площі та можливості більш вільного планування. Як наслідок, будівельна компанія за тієї ж площі забудови отримує збільшення площі житлової будівлі.

Питання розрахунку будівель та споруд на температурні дії розглядали такі вчені, як Н.М. Пантелеев, А.Л. Свиначук, В.В. Кажарський, Н.В. Новицький, В.Л. Бересньов, Г.В. Несвітаєв, І.А. Зінов, Л.М. Білобородова, Н.А. Складенікіна, М.І. Зборовська та інші. Основним завданням наведеного нормативного документа є формулювання методики розрахунку будівель лише за умов високих

температур. Нашим завданням було вдосконалення методики розрахунку на основі встановлених нових закономірностей. Це дозволило розробити рекомендації щодо цього методу розрахунку та врахувати вплив знакозмінних температурних впливів на залізобетонний каркас багатопверхового будинку у процесі його будівництва, що враховує технологію будівництва. Температурні дії на будівельні конструкції можуть мати найрізноманітніше походження, але найчастіше розглядаються кліматичні температурні дії та технологічні температурні дії.

Нагрівання або охолодження конструктивного елемента створює в ньому деяке температурне поле, яке є функцією координат розглянутої точки. Це поле у поперечному перерізі зручно представляти у вигляді чотирьох складових [28]:

1. Середньої температури  $t$ , рівномірно розподіленої за перерізом, що створює загальне

подовження/укорочення елемента, якому відповідає поздовжня сила  $N$ ;

2. Температури, що змінюється за лінійним законом щодо осі  $z$ , що має в межах перерізу перепад температур і скривлюючої стрижень, причому роль відповідної їй узагальненої сили відіграє момент  $M_z$ ;

3. Те саме, але щодо осі  $y$ , з моментом  $M_y$ ;

4. Нелінійного самоврівноваженого «залишку».

До температурних впливів, що використовуються в розрахунках міцності, відносяться тільки перші три компоненти, оскільки самоврівноважене поле температур викликає у стрижні лише високі біомоменти порядків, які зазвичай не враховуються.

При визначенні поля температур зазвичай використовується спрощення про те, що це поле не залежить від напружено-деформованого стану конструкції, хоча в окремих випадках це припущення може і не виконуватися, оскільки теплопровідність деяких матеріалів залежить від їхнього напруженого стану.

Конструкції, напружений та деформований стан яких визначається головним чином осьовими температурними деформаціями елементів (наприклад, каркас будівлі), розраховуються на  $\Delta t$  – зміна в часі середньої за

перерізом температури конструкції по відношенню до початкової температури  $t_0$ . Конструкції, в яких, крім того, важлива оцінка напруг та деформацій, що виникають внаслідок нерівномірного розподілу температури по перерізу (наприклад, стіни будівлі), у ряді випадків розраховуються на - перепад температури по перерізу. Для визначення  $\Delta t$  та  $\nu$  встановлюються два несприятливі значення середніх температур конструкцій та перепадів температури за перерізом у найбільш теплий (липень) та найбільш холодний (січень) місяці року, і навіть початкова температура  $t_0$ .

Температурні зусилля виникають лише статично невизначених конструкціях. Для систем з одним зайвим зв'язком ці зусилля виникають після перетворення конструкції на статично невизначену (після замикання системи), що реалізується за певної температури  $t_0$  (температури замикання у системі). Тоді температурні дії, що виникають після замикання конструкцій, визначаються різницею між екстремальними температурами повітря та температурою замикання.

$$\begin{cases} \Delta t_+ = t_{\max} - t_0 \\ \Delta t_- = t_{\min} - t_0 \end{cases} \quad (2.1)$$

Однак більшість конструкцій відноситься до систем з декількома зайвими зв'язками, замикання яких розподіляється за часом. Для конструкцій цього типу немає температури замикання, вираженою якимось одним числом, якій відповідали б нульові початкові зусилля. Вже у процесі монтажу виникають температурні деформації та зусилля, що залежать як від температурних умов, і від послідовності монтажу. Характерний приклад розглянуто у роботі [29], де наведено результати розрахунків зусиль, що виникають при монтажі регулярної багатопрогової рами у припущенні, що складання проводиться у напрямку зліва направо з постійною швидкістю, так що моменти замикання окремих прольотів розділені рівними інтервалами часу.

На рисунку 2.1 показані епюри моментів у стійках рами та значення  $N_{\max}$ , максимального за прольотами зусилля в ригелі, який вважається нескінченно



твердим. Як видно, зусилля змінюються досить складним чином, що пов'язано із зміною розрахункової схеми спорудження у часі, змінами знаків моментів, а також з тим, що максимальні моменти не обов'язково виникають у крайніх колонах.

Оскільки початкові зусилля, що виникають у процесі монтажу, мають зазвичай менші значення, ніж температурні зусилля після повного замикання системи, і оскільки при багатоступінчастому процесі замикання відбувається згладжування короткочасних сплесків температури, то допустимо приблизно приймати як температуру замикання деяке значення, що є середнім за період будівництва.

На стадії проектування споруди фактична тривалість зведення та умови його замикання зазвичай невідомі, тому як середня температура кінця замикання часто приймають середньорічну температуру. У ДБН В.1.2-2:2006 (зміна №2) використовується припущення, що можна знехтувати коливання температури з добовим періодом та коливаннями середньодобових температур.

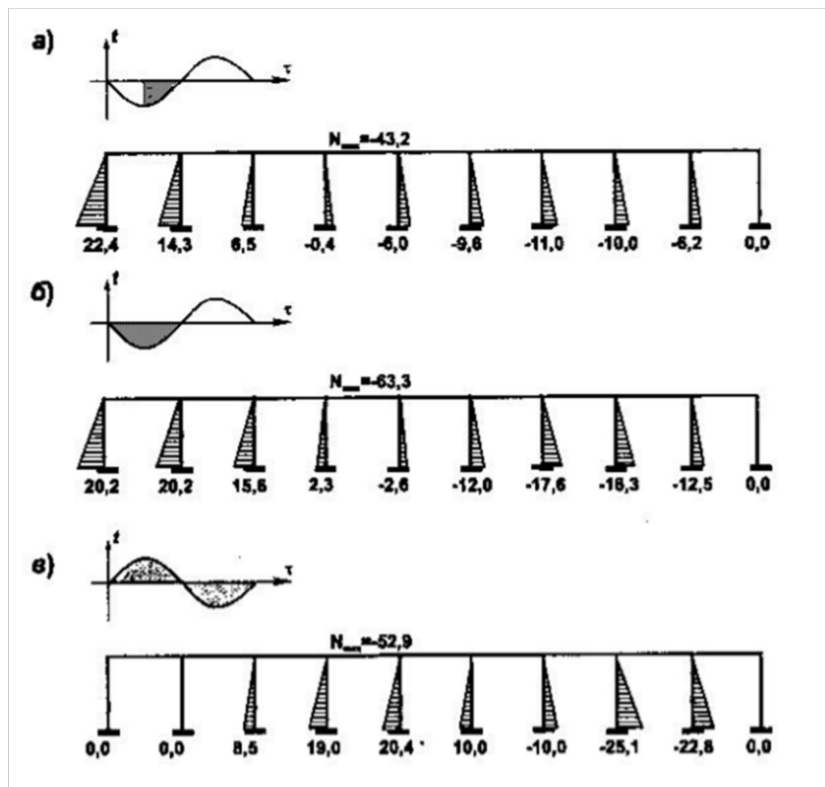


Рисунок 2.1 - Початкові зусилля, що виникають після закінчення замикання рами у квітні при тривалості монтажу 3, 6, 12 місяців.

Вважаючи, що середньорічна температура приблизно дорівнює напівсумі температур січня і липня,  $t_I$  і  $t_{VII}$ , [28] отримані такі температури замикання:

$$\begin{cases} t_0^T = \frac{t_{VII} + t_I}{2} + \frac{t_{VII} - t_I}{\pi} \approx 0,8t_{VII} + 0,2t_I \\ t_0^X = \frac{t_{VII} + t_I}{2} - \frac{t_{VII} - t_I}{\pi} \approx 0,2t_{VII} - 0,8t_I \end{cases} \quad (2.2)$$

У розрахунках конструкцій необхідно враховувати тривалість дії тимчасових температурних навантажень, якщо тривалість їх дії достатня для прояву впливу на міцність і деформаційні властивості матеріалів, на утворення тріщин та їх розкриття, зниження довговічності конструкцій. Так, розрахунок залізобетонних та бетонних конструкцій за міцністю, за деформаціями та по розкриття тріщин провадиться з урахуванням впливу тривалої дії навантажень. При цьому зусилля визначаються з урахуванням непружних деформацій бетону, арматури та наявності тріщин. Врахування всіх цих факторів обов'язковий щодо зусиль, що виникають від зміни температури. Температурні кліматичні дії обумовлені змінами температури повітря, в яких є цілком закономірні періодичні коливання з річним та добовим періодом. На періодичні коливання накладаються випадкові коливання, пов'язані зі зміною погоди на невеликих відрізках часу (кілька днів). Коливання температури з добовим періодом та випадкові погодні коливання можна віднести до короткочасних. Виключити їх можна згладжування. Згладжена функція зміни температури повітря з річним періодом близька до гармонійного закону та в найбільш несприятливі періоди змінюється плавно. Помітна різниця значень температури у періоди відчувається в інтервалах у два-три місяці. Цей інтервал буде надалі враховано при постановці розрахункових завдань. Згладжена функція зміни температури повітря, побудована за багаторічними середньомісячними даними, застосовується як тривалий процес у розрахунках.

Розрахунок конструкцій виконувався за допомогою проектно-обчислювального комплексу SCAD. При розрахунку конструкції на кліматичні

температурні дії було зроблено моделювання розрахункових ситуацій, що змінюються у процесі будівництва будівлі. Так було враховано сезонні перепади температур, і як температури замикання конструкцій окремих поверхів приймалося значення, обчислене як середнє за три місяці будівництва, при цьому була задана швидкість будівництва – один поверх на місяць. Кожна модель відображає зміну роботи конструкцій з кроком в три місяця, за винятком першої та останньої моделей. Таким чином, було створено п'ять розрахункових завдань, для яких призначені власні корисні навантаження, температурна дія, інші навантаження. Під час моделювання було враховано технологічне виконання перекриттів як збірних: кожна плита змодельована окремим кінцевим елементом та враховано шов між плитами. Побудова розрахункової схеми здійснювалася з допомогою алгоритмів комплексу SCAD Office. Серед особливостей розрахункової схеми, окрім інших, можна назвати такі [32]:

1. Присутність у конструктивній схемі будівлі ядер діафрагм жорсткості.
2. Усі завдання вирішувалися без урахування нелінійності.
3. Під час розрахунку не враховувалася анізотропність цегляної кладки.
4. Не враховувалася релаксація цегляної кладки, тобто перерозподіл напруги в ній внаслідок повзучості та інших фізико-механічних процесів.

До інших можна віднести всі зневаги та спрощення, властиві МКЕ та алгоритмам програми SCAD, що є однаковими для будь-якої подібної задачі. У розрахунковій схемі застосовані такі типові елементи: стрижні (10 – універсальний стрижень з шістьма ступенями свободи), оболонки (42, 44 – з шістьма ступенями свободи), зв'язку кінцевої жорсткості (51), пружні зв'язки (55) - згідно з найменуваннями, прийнятими в ПК SCAD. У рамках цього дослідження було здійснено розрахунки п'яти схем на просторову дію температурного впливу (по всьому полю стінового огородження). У завданнях досліджуються внутрішні зусилля у зовнішніх цегляних стінах. Для зручності порівняння вибрано дві стіни, принципово різні за наявності віконних отворів, тобто з віконними отворами і «глуха» стіна. При цьому слід зазначити, що порівняння найбільш показове щодо фрагментів схеми, розташованих у нижніх

поверхах, оскільки вони є у всіх розрахункових схемах. Принцип побудови розрахункових схем полягає у припущенні рівномірної швидкості зведення будівель. При цьому початок будівництва умовно заплановано на грудень. Середня швидкість зведення одного поверху – 1 місяць.

Щоб провести розрахунок температурного впливу на конструкції будівлі, створимо реалістичну модель через експериментальну задачу. У цій задачі, температурні навантаження діють по всьому полю. Таким чином, приведений розрахунок на просторові дії температурних впливів. При заданні кількості чисельних значень впливів, до розрахунків також приймалися наступні параметри:

- Період зведення кожної з розрахункових ділянок схеми. Розрахункова ділянка – 3 поверхи споруди. Температуру замикання ділянки прийнято як середню за період її зведення, прийнята за ДБН.
- Коефіцієнт лінійного розширення прийнято за нормативними документами і дорівнює для цегляної кладки  $\alpha_t = 0,5 \cdot 10^{-5} \text{град}^{-1}$ .
- За температуру розрахунку (ТР) прийнята температура замикання (ТЗ) наступної ділянки. Таке припущення взято до уваги на основі швидкості зведення та сезонної зміни температури середи.

Таблиця 2.1 – Значення температурних навантажень, вхідні данні SCAD

	Розрахунковий час	ТЗ	$\Delta$ ТР та ТП	$\Delta$ ТР та ТЗ за поверхами				
				1-4	5-7	8-10	11-13	14-17
РЗ – 1 4 пов.	Весна. Квітень. $t^o = +3,1^o\text{C}$	-7,8 $^o\text{C}$	0 $^o\text{C}$	+10,9 $^o\text{C}$	-	-	-	-
РЗ – 2 7 пов.	Літо. Липень. $t^o = +17,8^o\text{C}$	+3,1 $^o\text{C}$	0 $^o\text{C}$	+25,6 $^o\text{C}$	+14,7 $^o\text{C}$	-	-	-
РЗ – 3 10 пов.	Осінь. Жовтень. $t^o = +4,9^o\text{C}$	+17,8 $^o\text{C}$	0 $^o\text{C}$	+12,7 $^o\text{C}$	+1,8 $^o\text{C}$	-12,9 $^o\text{C}$	-	-

## Продовження таблиці 2.1

РЗ – 4 13 пов	Зима. Січень. $t^o = -7,8^oC$	+4,9 $^oC$	0 $^oC$	0 $^oC$	-10,9 $^oC$	-25,6 $^oC$	-12,7 $^oC$	-
РЗ – 5 17 пов	Весна. Травень. $t^o = +9,8^oC$	-7,8 $^oC$	+10,2 $^oC$	+17,6 $^oC$	+6,7 $^oC$	-8,0 $^oC$	+4,9 $^oC$	+17,6 $^oC$

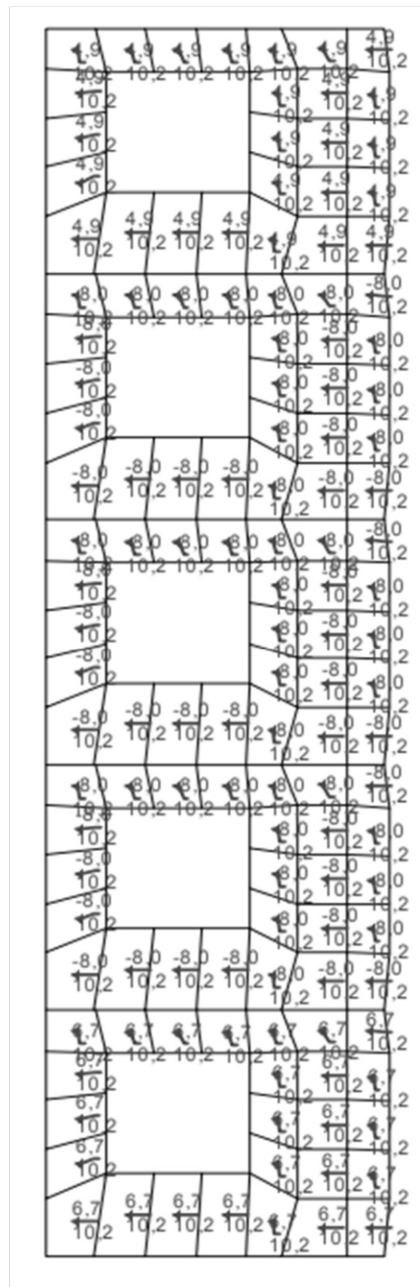


Рисунок 2.2 - Відображення прикладу задання температурного навантаження на розрахунковій схемі

Для ілюстрації вкладу температурного впливу на загальне напружено-деформоване стан конструкції вибрано відображення полів напруг у досліджуваних стінах. У табл. 2.2 представлені екстремальні значення напруги в цегляних стінах для кожної з прийнятих розрахункових схем. Як видно з результатів, максимальні значення не завжди виявляються у розрахунковій схемі, відповідного закінчення будівництва. У деяких випадках екстремуми мають місце і в середині будівництво конструкції [32]. Для наочнішого відображення результатів представлені графіки.

Таблиця 2.2 – Максимальні напруги у цегляних стінах, викликані температурними впливами

	Значення напруг, $T/m^2$ мін/макс							
	Стіна за перфорацією товщиною 640мм				Безпустотна цегляна стіна товщиною 640мм			
	$S_y$ верх	$S_y$ низ	$S_x$ верх	$S_x$ верх	$S_y$ верх	$S_y$ низ	$S_x$ верх	$S_x$ верх
P3-1	<u>-17</u>	-5	<u>-8</u>	-4	-10	-16	-11	-18
	8	12	7	6	11	10	9	16
P3-2	-11	-12	-6	-14	<u>-28</u>	<u>-40</u>	<u>-17</u>	-12
	16	<u>22</u>	7	8	14	16	12	<u>46</u>
P3-3	-15	-6	-3	-7	-10	-15	-7	-20
	23	9	5	7	12	16	10	12
P3-4	-4	-12	-4	-9	-13	-15	-7	-15
	10	10	9	<u>13</u>	18	<u>24</u>	5	7
P3-5	-8	<u>-23</u>	-3	<u>-23</u>	0	-40	6	<u>-31</u>
	<u>27</u>	3	<u>20</u>	2	<u>28</u>	3	<u>21</u>	6
Екстримальні значення	-17	-23	-8	-23	-28	-40	-17	-31
	27	22	20	13	28	24	21	46

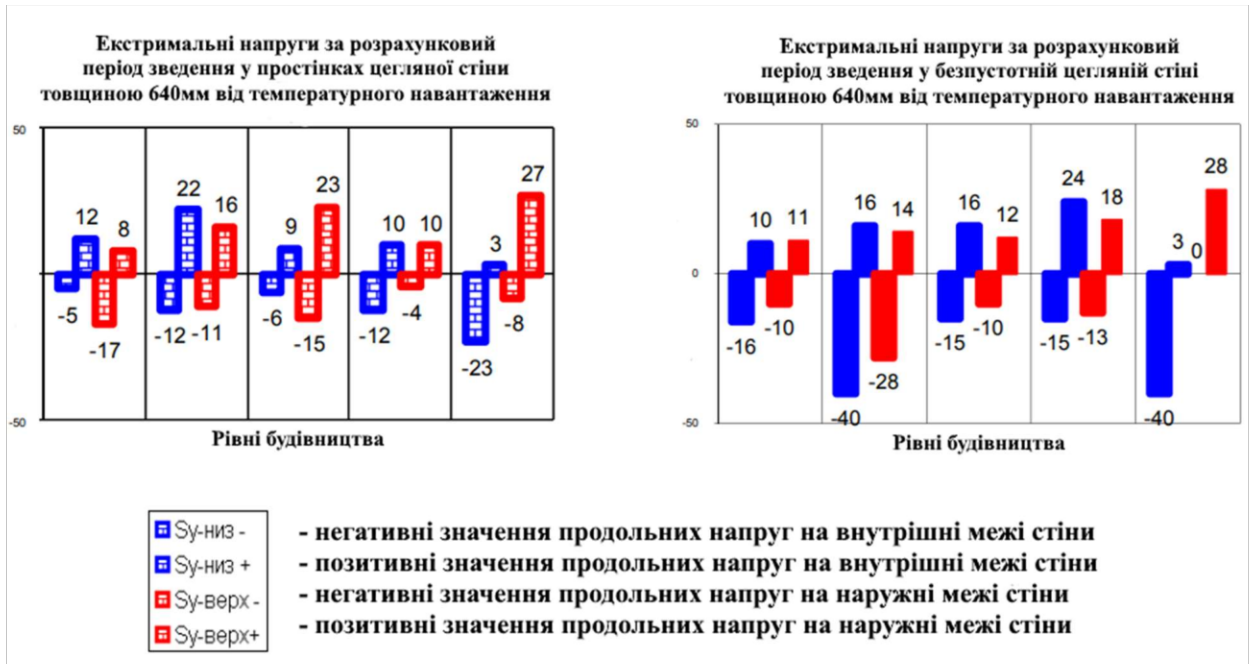


Рисунок 2.3 – Екстримальні напруги за розрахунковий період зведення у цегляних стінах товщиною 640мм на усіх рівнях будівництва від температурного навантаження

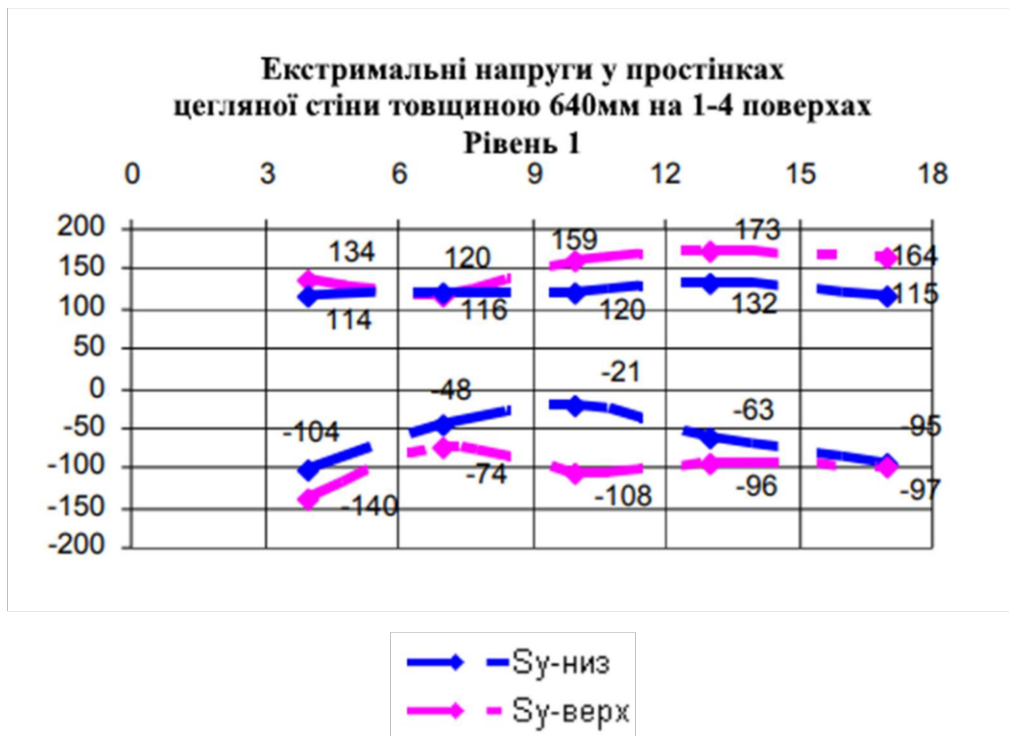


Рисунок 2.4 – Екстримальні напруги (т/м<sup>2</sup>) для першого рівня будівництва

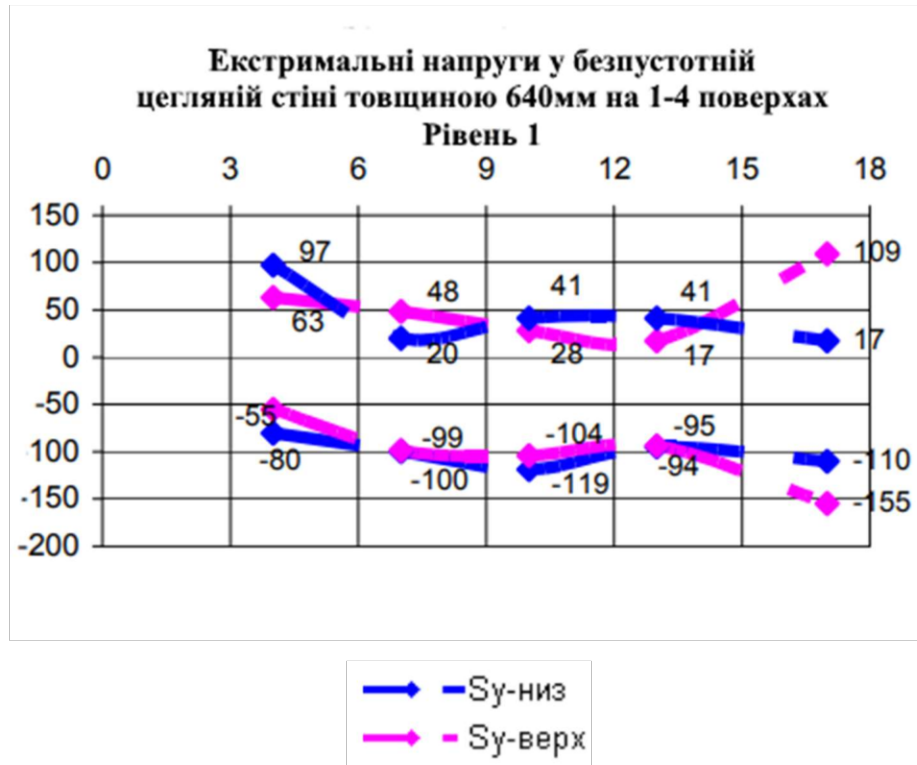


Рисунок 2.5 – Екстримальні напруги ( $\text{т/м}^2$ ) для першого рівня будівництва



Рисунок 2.6 – Екстримальні напруги ( $\text{т/м}^2$ ) для другого рівня будівництва



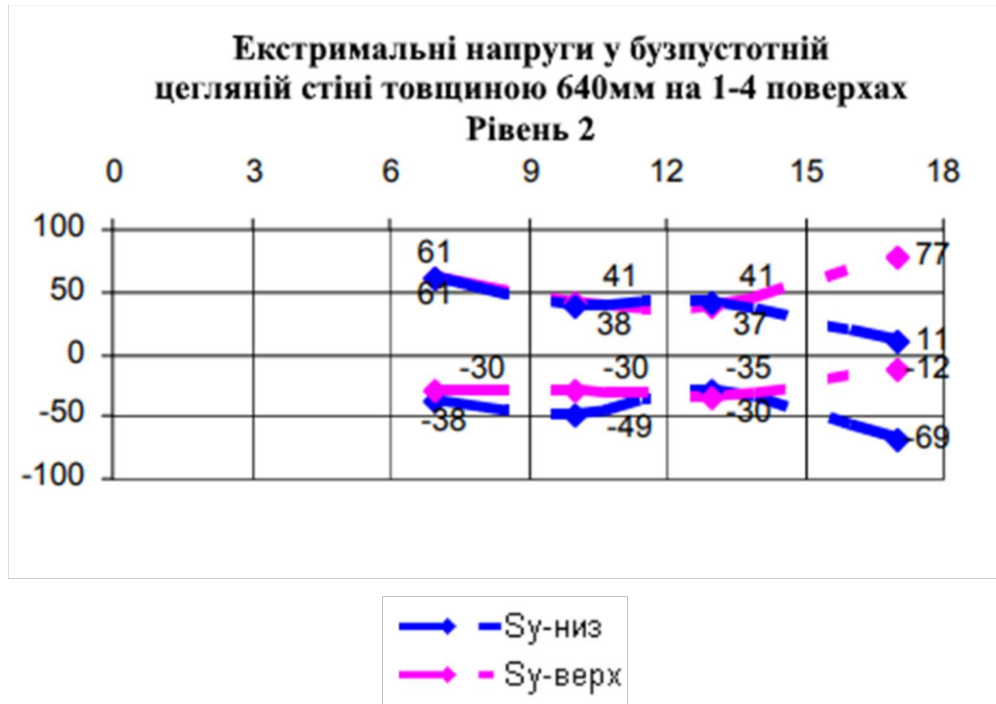


Рисунок 2.7 – Екстримальні напруги (т/м<sup>2</sup>) для другого рівня будівництва



Рисунок 2.8 – Екстримальні напруги (т/м<sup>2</sup>) для третього рівня будівництва

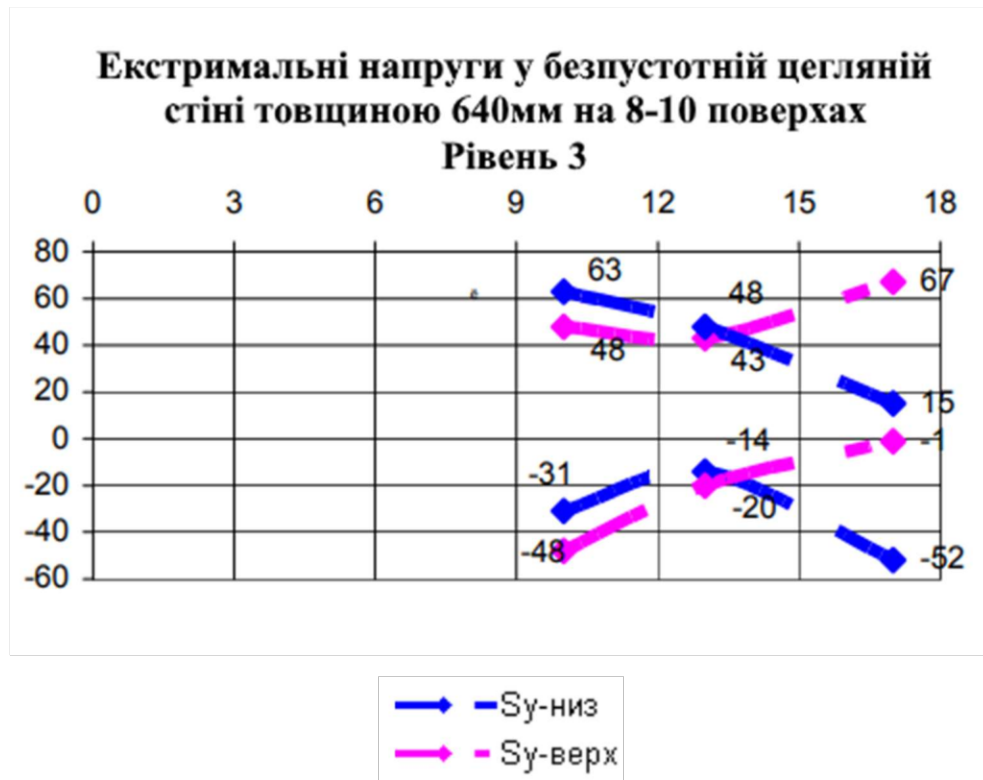


Рисунок 2.8 – Екстримальні напруги ( $\text{т/м}^2$ ) для третього рівня будівництва

Таблиця 2.3 – Доля напруг, викликаних температурним навантаженням від добутку напруг при розрахунку комбінації завантаження

	Доля напруг, % (min/max)							
	Стіна за перфорацією товщиною 640мм				Безпустотна цегляна стіна товщиною 640мм			
	$S_y$	$S_y$	$S_x$	$S_x$	$S_y$	$S_y$	$S_x$	$S_x$
	<i>верх</i>	<i>низ</i>	<i>верх</i>	<i>верх</i>	<i>верх</i>	<i>низ</i>	<i>верх</i>	<i>верх</i>
	12,1%	19,5%	4,2%	14,9%	18,0%	33,6%	4,5%	6,8%
	15,6%	16,7%	26,3%	18,8%	25,7%	24,8%	56,8%	79,3%
Екстримальні значення	15,6%	19,5%	26,3%	18,8%	25,7%	33,6%	56,8%	79,3%

Отримані результати показали, що у разі будівництва будівель у складних кліматичних умовах, при яких відбувається регулярна зміна середньомісячних температур з переходом через позначку  $0^\circ\text{C}$ , обов'язково вести проектування та

розрахунки конструкцій у суворій відповідності до проекту організації будівництва.

У цих умовах стає можливим якісно побудувати розрахункову схему з урахуванням сезонних температурних впливів та варіаціями моделей з розподілом на необхідна кількість рівнів за висотою, ділянок за довжиною та шириною. Як випливає з таблиць результатів, максимальні значення силових факторів не обов'язково відповідають схемою, що відповідає повному закінченню будівництва. Це викликано насамперед наявністю локальних «стрибків» напруг у межах будь-якого рівня будівництва при його зведенні, які згодом згладжуються, але завжди значно. Так, максимальна температурна розтягуюче навантаження посідає другий рівень з п'яти для перфорованої стіни і четвертий для суцільний.

При цьому слід зазначити, що максимальний перепад напруги по перерізу стіни має місце на останньому рівні будівництва. Однак ця обставина більшою мірою свідчить про необхідності враховувати релаксацію цегляної кладки, що не було враховано у цьому дослідженні.

Також встановлено, що при розрахунку будівель з неповним каркасом на будь-які дії необхідно якісно моделювати вузол сполучення перекриттів як з зовнішніми стінами, що несуть, так і між собою та ригелями. Розрахунок кількісних значень жорсткостей елементів може бути виконаний за рекомендацій [33, 34]. Максимальний внесок температурного навантаження у загальний схемі конструкції становить 25-30%. У зв'язку з цим стає зрозумілим отримане армування кладки. Сортамент арматури Вр-І не завжди здатний забезпечити необхідне армування (максимальний діаметр за сортаментом 5мм). При виборі інших класів арматури розрахунковий опір істотно нижчий у рамках вирішуваної проблеми. Тому найбільш раціональним способом перехоплення напруг може з'явитися введення спеціальних конструктивних елементів, наприклад, монолітних поясів, що сприймають значну частину горизонтальних напруг що виникають від температурного впливу під час зведення будівлі та за її експлуатації.

## **3 ШЛЯХИ ЗАПОБІГАННЯ ДЕФОРМАЦІЇ ТЕМПЕРАТУРНИХ ШВОВ**

### **3.1 Теоретико-методологічні рекомендації запобігання деформації температурних швов**

Для оцінки величини деформацій у споруді насамперед необхідно розглянути основні причини їх виникнення. Це відноситься і до підземних споруд, які схильні до значних навантажень від гірських порід, ґрунтів, води та ін.

Загальновідомо, що основними причинами прояву деформацій у спорудженні є навантаження та впливи, класифікація яких докладно викладена у нормативному документі – ДБН А.1.2-2-2006 [5].

Відповідно до класифікації ДБН, основним критерієм підрозділу навантажень є тривалість їх дії, відповідно до якої розрізняють постійні та тимчасові, у т.ч. тривалі, короткочасні та особливі навантаження. На наш погляд, на додаток до існуючої класифікації слід запровадити ще один уточнюючий критерій – кратність дії навантажень. Тоді всі види навантажень можна поділити на дві умовні групи - навантаження одноразової дії та навантаження багаторазової, циклічної дії. Така класифікація стосовно конструктивних рішень щодо облаштування деформаційних швів має ряд переваг:

- вхідні параметри деформаційного шва визначаються за величиною та поєднанням одноразових навантажень;

- експлуатаційні параметри деформаційного шва підбираються залежно від інтенсивності на елементи конструкції багаторазових навантажень; при цьому слід враховувати можливість незворотних змін конструкцій від одноразових навантажень.

Одноразові навантаження впливають на споруду лише один раз, у певний період часу, іноді дуже тривалий. Багаторазові навантаження безперервно повторюються, причому інтенсивність їхньої дії та інтервали між ними можуть змінюватися.

За запропонованою класифікацією до одноразових навантажень, що викликає одноразові деформації, слід віднести:

- рівномірне осадження споруди в цілому;
- нерівномірне осадження елементів або окремих частин споруди;
- усадку, викликану процесами схоплювання, твердіння та визрівання бетону;
- пластичні деформації (наприклад, прогин конструкцій, вигин стійок тощо), спричинені статичними впливами;
- повзучість у елементах споруди, що є наслідком тривалих статичних впливів.

До багаторазових навантажень, що призводять до виникнення циклічних деформацій, можна віднести:

- динамічні дії;
- набухання або висихання матеріалів при зміні їхньої вологості;
- хімічні взаємодії матеріалу конструкції та агресивних середовищ, які також можна віднести і до одноразових причин;
- зміни обсягу конструкції від коливань температури довкілля.

Перш ніж перейти до детального аналізу впливів зазначених причин на деформації споруд та їх вплив на конструктивне рішення деформаційних швів, що розробляється, слід враховувати, що за наявності різних поєднань впливів і особливостей конструкцій проведений аналіз не може бути вичерпним.

Основну увагу слід приділяти аналізу причин об'ємних деформацій споруди, таких як:

- усадка бетону;
- зміна відносної вологості повітря;
- хімічні взаємодії, що відбуваються у бетоні конструкцій;

- коливання температури довкілля;
- явище повзучості бетону.

Однією з основних причин, що викликають деформації конструкції, які не залежать від навантаження на споруду, є усадка бетону - здатність бетону до зміни обсягу в процесі твердіння, що призводить до виникнення внутрішніх напруг.

Усадка бетону – комплексне явище; існують не один, а як мінімум чотири різновиди усадки [35] - пластична, гідратаційна, гідравлічна, термічна. Іноді до цих різновидів ще додають усадку від карбонізації бетону [36]. Умовно деформацію усадки бетону можна розділити на: деформацію після укладання бетонної суміші під впливом фізичних процесів (пластична або первісна усадка) та деформацію бетону під впливом фізико-хімічних процесів (гідратаційна, гідравлічна та термічна усадки). Пластична або первісна усадка спостерігається в бетонній суміші після її укладання (до початку схоплювання). Протягом цього періоду вода замішування ще хімічно не пов'язана зі складовими цементу, і у зв'язку з цим можуть спостерігатися два фізичні процеси - випаровування води з відкритої поверхні та седиментаційне осадження твердих частинок суміші з поступовим ущільненням. Цей вид усадки досить добре вивчений. Величина пластичної усадки залежить від складу бетонної суміші, властивостей використаних матеріалів та зовнішніх умов. Так, наприклад, застосування жорстких бетонних сумішей з низьким водоцементним відношенням, використання водоутримуючих добавок, значний вміст великого заповнювача, високий відсоток армування, захист поверхні від випаровування води можуть зменшити кінцеву величину пластичної усадки. Гідратаційна усадка або усадка при внутрішньому зневодненні бетону викликається тим, що об'єм гідратів цементного тіста, що утворилися, менше обсягу безводних речовин і води. Іноді цей вид усадки називають контракційною деформацією чи контракцією. Цей вид усадки розвивається в період інтенсивного протікання хімічних реакцій між цементом і водою і не стільки змінює зовнішні розміри виробу, скільки сприяє змінам порової структури матеріалу, приводячи до утворення повітряних пір і

зменшення обсягу пір, що займає вода. Гідравлічна усадка, або, як її ще називають, вологісна усадка, проявляється після схоплення бетону і викликається випаровуванням вологи та її перерозподілом у скелеті цементного каменю. Гідравлічна усадка проявляється набагато повільніше, ніж пластична, а її величина значно менша. Цей різновид усадки залежить від тривалості та умов витримування бетону, виду складових бетонної суміші, їх витрати, гранулометрії інертних заповнювачів, форми конструкції, відсотка армування. Термічна усадка відбувається в ранньому віці і викликається зниженням температури бетону, коли слідом за його розігрівом в результаті екзотермії при гідратації цементу слід охолодження, а також внаслідок впливу температури навколишнього середовища, коливання якої можуть бути значними. Обидві ці причини часто поєднуються [35]. Цей різновид усадки найчастіше ігнорують, і деформації бетону, зумовлені нею, пояснюють іншими причинами. В цілому термічна усадка, коли вона складається з усадкою гідравлічною, перевищує значення теплового розширення бетону.

### **3.2 Практичні рекомендації запобігання деформації температурних швов**

З приводу прогнозування усадки, є неоднозначні тези. Усадку не можна ліквідувати повністю, але її можна обмежити та/або оцінити з тією чи іншою достовірністю. Яка ж величина остаточної усадки, як вона змінюється у часі і як її можна обчислити? Відомо кілька досить простих способів визначення величини усадки бетону. Так, у роботі [37] наводиться аналітичний спосіб оцінки відносної усадки бетону у віці 7 діб  $\varepsilon_y(7)$  та остаточної відносної усадки  $\varepsilon_y(\infty)$ . Значення відносної усадки бетону  $\varepsilon_y(7)$  (при відомих характеристиках складу бетонної суміші), що твердне у вологих умовах протягом  $t_m < 7$  діб, визначають за формулою:

$$\varepsilon_y(7) = k_y(B + v)^{3/2} \quad (3.1)$$

де,  $k_y$  – коефіцієнт, дорівнюючий за вхідними параметрами 0,14 для важких бетонів та 0,16 для бетонів з мілким заповнювачем.  $v$  – кількість води (за об'ємом) та кількість повітря, залученого в ущільненому розчині, л/м<sup>3</sup>.

Кількість залученого повітря в бетонній суміші ( $v$ ) у формулі (3.1) приймають: для бетонів з повітровтягуючими добавками - за фактичними даними, а за відсутності таких даних рівним 30 л/м<sup>3</sup>; для бетонів із пластифікуючими добавками, включаючи добавки суперпластифікаторів, рівним 10 л/м<sup>3</sup>. Значення  $\varepsilon_y(7)$  для бетонів на великому заповнювачі за відсутності даних щодо характеристик складу бетонної суміші приймають за таблицею 3.1.

Таблиця 3.1 – Характеристика бетонних сумішей за параметрами

Рухливість бетонної суміші		Значення $\varepsilon(7) \cdot 10^5$ , для бетону класу	
Осадка конусу, см	Жорсткість, с	B5-B20	B25-B60
-	80-60	-	270
-	35-30	230	300
1-2	15-10	290	330
5-6	-	350	400
9-10	-	380	430

Для бетонів, підданих тепловологості, значення  $\varepsilon_y(7)$ , обчислені за формулою (3.1) або прийняті за даною таблицею, слід помножити на коефіцієнт, рівний 0,9. Наприклад, даних таблиці 1 впливає, що для бетону класу більше B25 з осадкою конуса 5-6 см значення  $\varepsilon_y(7)$  становить 400-106, що відповідає величині відносної деформації усадки бетону 0,0004 м/м або 0,4 мм/ м. Таким чином, бетонна конструкція завдовжки 1 м через 7 діб зменшиться на 0,4 мм; довжиною 10 м – на 4 мм, довжиною 100 м – на 40 мм тощо.



Граничні значення відносних деформацій усадки бетону (остаточну деформацію усадки)  $\varepsilon_y(\infty)$ , що використовуються в розрахунках, обчислюють за формулою:

$$\varepsilon_y(\infty) = \varepsilon_y(7) \cdot \xi_{1y} \cdot \xi_{2y} \cdot \xi_{3y} \quad (3.2)$$

де,  $\xi_{*y}$  – коефіцієнти, які приймаються за таблицями 3.2, 3.3, 3.4.

Модуль відкритої поверхні елемента  $M = F/V$ , де:  $F$  - площа поверхні елемента, відкритої для випаровування вологи, м<sup>2</sup>;  $V$  – об'єм елемента, м<sup>3</sup>. Для стрижневих елементів модуль відкритої поверхні допускається обчислювати за формулою  $M = P/A$  де  $P$  - периметр поперечного перерізу, відповідний зазначеної відкритої поверхні, м;  $A$  – площа поперечного перерізу елемента, м<sup>2</sup>.

Таблиця 3.2 – значення коефіцієнтів  $\xi_{1y}$  у залежності від віку бетону

Вік бетону $t_0$ діб, у момент закінчення вологого зберігання	$\leq 7$	28	60	90	180	$\geq 360$
$\xi_{1y}$	1,0	0,95	0,93	0,92	0,91	0,9

Таблиця 3.3 – значення коефіцієнтів  $\xi_{2y}$  у залежності від модулю відкритої поверхні

Модуль відкритої поверхні елемента $M_0, m^{-1}$	0	5	10	20	40	$\geq 60$
$\xi_{2y}$	0,22	0,54	0,66	0,92	1,1	1,18

Таблиця 3.4 – значення коефіцієнтів  $\xi_{3y}$  у залежності від умов відносної вологості середи

Відносна вологість середи, $\omega_0$ %	$\leq 40$	50	60	70	80	90
$\xi_{3y}$	1,14	1,08	1,0	0,91	0,79	0,63

Відносну вологість середовища приймають згідно із завданням на проектування, за відсутності цих вимог - за галузевим ДСТУ. Для конструкцій, що експлуатуються на відкритому повітрі, її встановлюють залежно від кліматичного району розташування споруди, згідно зі ДБН, як середню відносну вологість повітря найбільш спекотного місяця.

Для ТУ кліматичного району, згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, відносну вологість повітря рекомендується встановлювати як середньомісячну вологість, що відповідає часу завантаження (початку висихання) елементів конструкції.

Для елементів типових конструкцій, кліматичний район експлуатації для яких не відомий, допускається приймати коефіцієнт  $E$ , рівним 1. Граничне значення відносної деформації усадки даного бетону можна визначити з виразу:

$$\varepsilon_y(t) = \varepsilon_y(\infty)[1 - e^{-\alpha_y(t-t_0)}] \quad (3.3)$$

де,  $\varepsilon_y(\infty)$  - граничне значення відносної деформації усадки з моменту початку набору міцності бетону, вираховане за формулою 3.2.  $\alpha_y$  – параметр характеристики швидкості зростання деформацій усадки у часі. Приймається у залежності від значення модулю відкритої поверхні ( $M_0$ ) за таблицею 3.5. Значення параметру збільшують на 30%, за умов якщо усадка починається у літню пору року, та зменшують на 50% при початку усадки у змовий час. У проміжні відрізки часу використовують лінійну інтерполяцію.

Таблиця 3.5 – Залежність параметру  $\alpha_y$  від  $M_0$ 

Модуль відкритої поверхні, $M_0, м^{-1}$	$\leq 10$	20	40	60	$\geq 80$
Значення $\alpha_y$ , діб <sup>-1</sup>	0,004	0,008	0,016	0,025	0,033

Значення безрозмірних поправочних коефіцієнтів для звичайного важкого бетону у виразі (3.3) приймають за даними рисунку 3.1. Їх зміна дозволяє орієнтовно оцінити вплив різних факторів на усадку бетону.

Для визначення фактичного значення граничної відносної деформації усадки бетону пропонується попередньо визначити величину  $\varepsilon_y(\infty)$ . При визначенні  $\varepsilon_y(\infty)$  приймають В/Ц = 0,5; ЦТ = 20%; V = 2,5 см; ю = 70%. У вихідному виразі (4) відсутній коефіцієнт, що враховує вплив віку бетону на момент початку протікання усадки, оскільки тривалість початкового твердіння бетону у вологих умовах мало відбивається на граничній усадці бетону.

До недоліків цього методу слід віднести те, що дозволяє проводити тільки порівняльну оцінку можливих значень граничної відносної деформації усадки бетону, при цьому визначення фактичних значень вимагає додаткових досліджень. Крім того, не можна прогнозувати зміну усадки бетону в часі.

Аналогічний, графоаналітичний метод прогнозування величини усадки бетону, позбавлений зазначених недоліків, представлений у роботі [35].

Слід додати, що це один з небагатьох прикладів, в яких враховуються не тільки характеристики складів бетону, що використовуються, умови їх застосування, зміна усадки в часі, але і ступінь армування бетонної конструкції. У цьому випадку, граничну відносну усадку можна вирахувати за формулою для неармованого бетону (3.4) та армованого (3.5):

$$\varepsilon_y(\infty) = k_{y1} \cdot k_{y2} \cdot k_{y3} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_y(\infty) = k_{y1} \cdot k_{y2} \cdot k_{y3} (1 - 10\Delta e) \quad (3.5)$$

де,  $\varepsilon_y(\infty)$  - гранична відносна усадка;  $k_{y1}$  – коефіцієнт урахування кліматичних умов (залежить від відносної вологості повітря);  $k_{y2}$  – коефіцієнт, урахування форми конструкції (залежить від  $m_0$  описаного у формулі 3.6);  $k_{y3}$  – коефіцієнт урахування витрати води та цементу;  $\Delta\varepsilon$  – відсоток конструктивного армування.

$$m_0 = \frac{A}{P/2} \quad (3.6)$$

де,  $A$  – площа поперечного перетину;  $P$  – периметр;

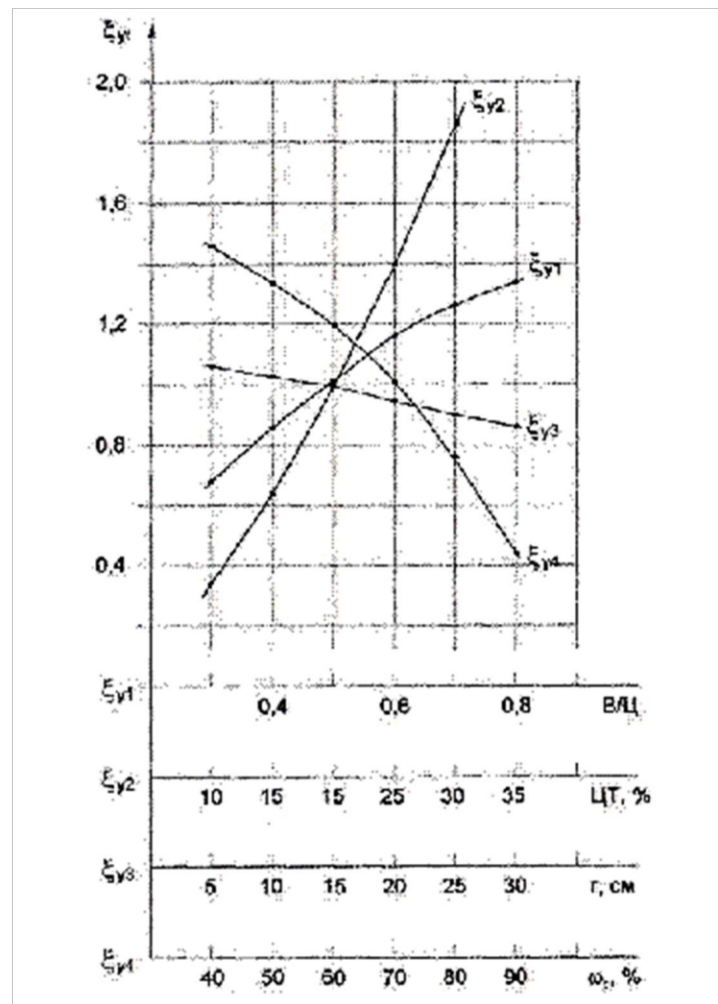


Рисунок 3.1 – Значення безрозмірних поправних коефіцієнтів  $\varepsilon$  при визначенні усадки бетону.  $\xi_{y1}$  – коефіцієнт урахування відношення цементу та води у суміші.  $\xi_{y2}$  – коефіцієнт урахування вмісту цементного тіста.  $\xi_{y3}$  – коефіцієнт урахування розміру зразку.  $\xi_{y4}$  – коефіцієнт урахування вологості повітря. В/Ц –

відношення кількості води до кількості цементу. ЦТ – вміст цементного тіста.  $r$  – розмір зразку.  $\omega$  – відносна вологість повітря навколишнього середовища.

Більшість будівельних матеріалів, у тому числі й бетон, мають сильно розвинену і досить відкриту капілярно-пористу структуру, завдяки чому можуть поглинати вологу з довкілля (гігроскопічне зволоження) або вбирати (сорбувати) воду при безпосередньому зіткненні з нею. Здатність будівельних матеріалів сорбувати вологу та десорбувати її за певних умов вивчена недостатньо, і цьому питанню при оцінці можливих об'ємних деформацій зведеної споруди не надається особливого значення. Тим часом відсутність уваги до цих явищ досить часто є причиною багатьох пошкоджень у конструкціях. Так, наприклад, після декількох років перебування на повітрі бетон набуває рівноважної гігроскопічної вологості, величина якої залежить від характеристик пористості матеріалу та умов навколишнього середовища. Для щільних важких бетонів рівноважна гігроскопічна вологість дуже незначна - 2-3%, але в легких і пористих бетонах, що мають розвинену систему пор, вона може досягати відповідно 7-8 і 20-25%. Максимальне водонагрівання (вологоємність) важкого бетону досягає 4-8% по масі (10-20% за обсягом).

Зміна вмісту води у матеріалі призводить до зміни обсягу, тобто. до об'ємних деформацій: при висиханні елемента відбувається випаровування води та зменшення об'єму, при зволоженні – навпаки. Об'ємні деформації, що настають внаслідок зміни відносної вологості, залежать від тих самих факторів, що і за температурних впливів [5]. Граничні відносні деформації основних будівельних матеріалів при зміні кількості вологи у складі приведені у таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 – Граничні відносні деформації основних будівельних матеріалів при зміні кількості вологи у складі.

Матеріал	$\epsilon_{\max}$ мм/м
Граніт	0,06 - 0,18
Піщаник	0,3 - 0,6
Червона цегла	0,12
Силікатна цегла	0,15
Бетон	0,15 - 0,18
Шлакобетон	0,16
Цементний розчин	0,2
Гіпс	1,2 - 2,0
М'яка деревина	20
Тверда деревина	20 - 26

Загалом довжина будівельного елемента змінюється в залежності від коефіцієнта лінійної деформації під впливом зволоження або висихання. При цьому слід зазначити, що величини деформацій зволоження значно менші за величини деформацій висихання матеріалів. Таким чином, найбільш доцільно при проектуванні враховувати зміни обсягу, що характеризуються перепадом мінімального та максимального вмісту вологи. Величини граничних відносних деформацій основних будівельних матеріалів, що відповідають максимальній зміні вмісту вологи, представлені в таблиці 3.6.

При використанні цих показників для оцінки можливих об'ємних деформацій конструкції слід враховувати, що:

- дані таблиці 3.6 справедливі для стабілізованих матеріалів, як, наприклад, бетон віком  $> 28$  діб, висушена деревина і т.п.;
- вологість матеріалу елемента в момент монтажу - "монтажне зволоження" є вихідним значенням, з якого починаються деформації цього виду.

Як було показано, причини, що визначають деформування конструкції і, як наслідок, деформації окремого елемента, можна розділити на короткочасні та циклічні. Основними причинами короткочасних деформацій є деформації усадки та повзучості бетону. Основними причинами циклічних деформацій є теплові зміни обсягу конструкції. Під впливом цих причин у конструкціях можуть виникати тріщини, відколи, прогини і т.д. Для сприйняття зусиль, що виникають в конструкціях, формуються деформаційні шви. У деформаційних швах реалізуються деформації елементів. Їх можна розділити на штучно сформовані або ті, що утворилися довільно. Штучно сформовані шви є сполуками (жорсткими чи податливими), що перешкоджають виникненню пошкоджень у цій конструкції чи структурі елементів. Для нас, предметом аналізу є шви, здатні сприймати, врівноважувати та компенсувати деформації та не допускати пошкоджень у споруді або в її елементах. Такі температурні деформаційні шви, сформовані штучно, повинні сприймати як початкові зміни обсягу конструкції, і довготривалі циклічні впливу.

Для визначення місця розташування швів, їх кількості, розмірів та конструктивних особливостей необхідно врахувати вплив основних причин деформації на поведінку споруди у процесі її експлуатації.

Якщо при розрахунку теплових деформацій виходити з основного рівняння (3.3), відносно розтягування або стиснення елемента конструкції залежить насамперед від змінної величини теплового навантаження  $A_t$ , тобто. від перепаду температур: від температури повітря в момент укладання бетону або установки елемента, температури  $t_1$  або наведеної середньої температури  $t$  до температури  $t_2$ , дії якої піддається елемент конструкції в процесі нагрівання або охолодження. Для точного визначення у конкретних випадках величини  $A_t$  необхідно визначити тепловий стан конструкції та елемента як у літній, так і в зимовий періоди за різних зовнішніх умов. Правильне рішення дозволить визначити максимальні та мінімальні величини  $A_t$  з урахуванням виробничої температури всередині споруди протягом річного циклу.

Як зазначалося, споруди та його елементи піддаються впливу теплової навантаження протягом річного циклу. При цьому теплове навантаження дорівнює різниці максимальних позитивних температур конструкції в літній період або мінімальних негативних температур у зимовий період та температури на момент зведення конструкції, т.зв. «Робочої» температури. При визначенні максимальних та мінімальних температур, що впливають на конструкції, перш за все слід виходити з величин, що нормуються для кліматичних умов району, що розглядається. Надалі, з урахуванням місця розташування та типу споруди (наземна, підземна, заглиблена), можливих зовнішніх кліматичних впливів (сонячна радіація, швидкість руху повітря тощо) слід визначити максимальні фактичні температури на зовнішній стороні її елементів у розглянутому циклі та виконати аналогічні розрахунки для внутрішньої сторони з урахуванням температури усередині споруди.

Визначені таким чином максимальні значення температур використовуються для аналізу теплотехнічного стану по номограмі. Ці дані є



вихідними граничними значеннями температури експлуатації конструкції  $t_2$ . для зони розташування шва

Значення «робочої» температури, тобто. температури на момент зведення конструкції, що не впливає на загальний перепад температур, проте має важливе значення для визначення величини зазору деформаційного шва та оцінки величини розтягування та стиснення, що реалізуються у зазорі шва при експлуатації.

Виконаний таким чином теплотехнічний розрахунок дозволяє отримати вихідну інформацію для визначення деформативності конструкції. Однак, оскільки хід зміни температур обсягу конструкцій споруди обумовлений не тільки структурою споруди, що розглядається, але і її внутрішнім і зовнішнім тепловими режимами експлуатації, самостійний теплотехнічний аналіз необхідно виконувати для кожної споруди.

Проведений детальний аналіз впливів, що викликають зміни обсягу елементів, включав загальний аналіз деформацій залежно від ходу зміни температури. Однак усі наведені міркування справедливі для одношарових та багатошарових ізотропних, ідеально пружних тіл. Також малося на увазі, що власна маса тіла не враховується і напруги в елементі не викликає. Оцінка теплових деформацій у разі виконується за виразами (3.7) і (3.8):

$$\Delta L = L_0 \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (3.7)$$

$$\Delta t = t_1 - t_2 \quad (3.8)$$

де,  $\Delta L$  – відносне подовження або укорочення елемента під впливом теплових навантажень;  $L_0$  – початкова довжина елемента у момент зведення (монтажу);  $\alpha$  – коефіцієнт теплового лінійного розширення;  $\Delta t$  – зміна температури елемента;  $t_1$  – робоча температура (температура навколишнього середовища у момент монтажу елемента);  $t_2$  – максимальна та мінімальна температура, впливу якої може піддатися елемент як у спекотний, так і у холодний період;

Ефект від тертя між елементами конструкції, що деформуються, і навколишнім масивом ґрунтів і порід обумовлює ще одне явище, що реалізується в зазорі деформаційного шва. Це так званий температурний удар, який характеризується різким стрибком переміщень елементом конструкції. Пояснимо, це становище найпростішим прикладом. Розглянемо протяжну підземну споруду, розділену деформаційними швами. Цілком природно, що таку конструкцію слід розглядати як «защемлену», де діють наведені вище залежності. Величину горизонтальних сил  $N$ , що виникли, від теплового навантаження можна оцінити ПО виразу (3.9). У той же час у системі існують горизонтальні сили  $N'$ , пов'язані з тертям спокою між конструкцією і навколишнім масивом, які можна оцінити за виразом (3.10).

$$N = \sigma \cdot A = \Delta t_p \cdot E \cdot \alpha \cdot A \quad (3.9)$$

де,  $E$  – модуль пружності елемента;  $\sigma$  – напруження, викликане перепадом температур;  $\Delta t_p$  – теплове навантаження;  $N$  – величина діючих сил від теплового навантаження;  $A$  – площа перетину елемента;

$$N' = M \cdot f \quad (3.10)$$

де,  $f$  – коефіцієнт тертя;  $M$  – вага елемента конструкції.

Щоб конструкція могла деформуватися, необхідно виконання умови:  $N > N'$ . Тобто до тих пір, поки величина зусиль, що виникли від теплового навантаження не перевищить сил тертя, конструкція перебуватиме в спокої. У тому випадку, коли буде реалізована ця умова, елементи конструкції почнуть рухатися і конструкція буде деформуватися. Реалізація деформацій відбуватиметься дуже різко, практично миттєво – величина зазору шва різко зменшується при нагріванні конструкції та різко розширюється при її охолодженні. Така ситуація вимагає насамперед розробки спеціальних конструкцій деформаційних швів, а також підбору спеціальних матеріалів для ущільнювального елемента зазору деформаційного шва, еластомірні

характеристики яких можуть реалізовуватися без дефектів за дуже короткий період часу. Ці вимоги особливо актуальні для протяжних підземних споруд, наприклад, підземних транспортних тунелів, переходів тощо, де окремі ділянки споруди об'єднані в загальну конструкцію деформаційними швами.

Звичайно, в реальних умовах можуть зустрічатися різні варіанти «защемлення» деформованих елементів, різні умови нагрівання і охолодження. Однак у тому випадку, коли розглядаються елементи конструкції деформаційних швів, що мають дуже малі геометричні розміри по відношенню до розмірів споруди, для виконання проектної прогнозованої оцінки можна обмежитися і спрощеними розрахунками.

У цьому випадку профіль складового елемента конструкції деформаційного шва можна подати у вигляді, зображеному на рисунку 3.2. Якщо фізико-механічні характеристики, у тому числі модулі пружності, коефіцієнти теплового розширення і т.д., елементів деформаційного шва неоднакові, виникає поєднання елементів, яке до певного моменту працює як один однорідний елемент, а потім утворюється структура комплексів, що самостійно деформуються.

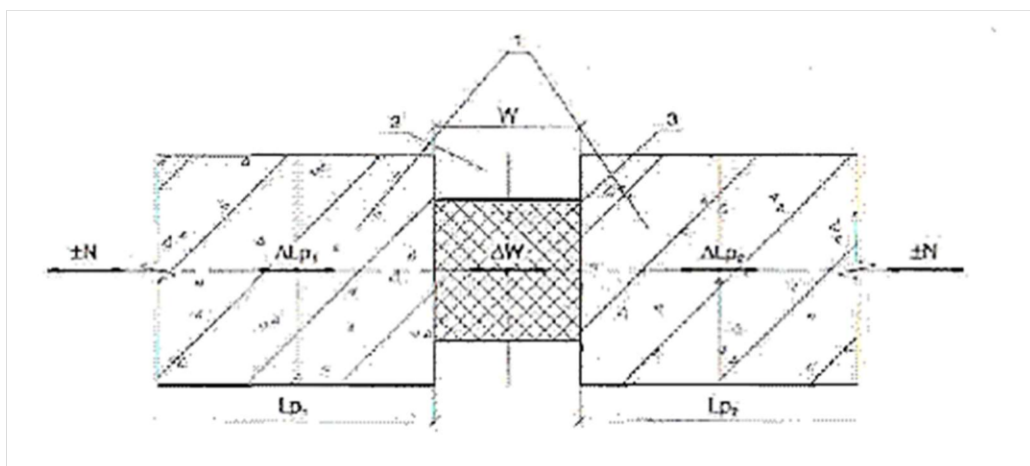


Рисунок 3.2 – Профіль складних елементів деформаційного шва.

При проектуванні ущільнення зазору шва його слід розглядати як елемент, де реалізуються всі деформації елементів, що сполучаються, хоча на вибір

матеріалу для його виготовлення впливає ще цілий ряд факторів. Виходячи з цього можна визначити основні принципи вибору конструктивного рішення для ущільнення зазору шва і сформулювати основні вимоги до матеріалу і технології облаштування цього елемента.

Шви повинні бути надійно ущільнені, щоб уникнути надходження через зазор будь-яких видів зовнішніх агресивних середовищ. Ущільнення швів має забезпечувати тривалу та безвідмовну експлуатацію, тобто. фізичні та механічні властивості матеріалу ущільнювального елемента (міцність на розтягування, модуль пружності, відносне подовження, стійкість до агресивних факторів тощо) повинні відповідати всім вимогам експлуатації споруди. Конструкція шва, спосіб і технологія кріплення ущільнювального елемента до елементів, що сполучаються, повинні забезпечити надійне зчеплення між основою і ущільнюючим матеріалом.

Деякі з характеристик матеріалу ущільнювача слід визначати ще на стадії проектування деформаційних швів. Наприклад, вибравши при розрахунку конструкції певну довжину сполучуваних елементів  $L$ , знаючи характеристики матеріалів, що застосовуються для елементів, що сполучаються, і умови експлуатації, можна обчислити  $e = AL/L$  і  $o$ ". Приймаючи  $o = a$ , одержуємо, що адгезійні та когезійні характеристики сполук у деформаційному шві повинні перевищувати вказану величину, потім, використовуючи  $O_w$  як мінімально необхідне значення, можна оцінити одну з основних характеристик ущільнювального матеріалу - його модуль пружності  $E_w$ .

При експлуатації можна виділити три основні групи бетонних та залізобетонних споруд, у яких формують різні типи деформаційних швів:

- споруди, що не піддаються тиску рідини - більшість наземних будівель;
- споруди, що зазнають тиску рідини, - греблі, ємності, берегові конструкції, обробка тунелів і каналів, трубопроводи тощо;
- плити з бетону та залізобетону - автодороги, аеродроми, автостоянки та ін.

У кожній із цих груп споруд є деформаційні шви, які мають принципових конструктивних відмінностей, і такі шви, які значно відрізняються одна від одної.

Як з конструктивної точки зору, так і з точки зору використовуваних матеріалів всі шви в спорудах незалежно від деталей їх устрою та використання можна поділити на типи відповідно до їхньої основної функції та конфігурації - конструктивного оформлення.

Основна функція розглянутих швів полягає в тому, що вони повинні сприймати всі можливі деформації конструкції, у тому числі теплові, осадові та ін.

Дотримуючись з деяким коригуванням стосовно підземних і заглиблених споруд, класифікації С.М. Попченка [38], конструктивно в деформаційному шві розрізняють:

- зазор шва відповідної величини;
- заповнювач порожнини шва;
- протифільтраційні або гідроізоляційні ущільнення.

Про функціональне призначення зазору деформаційного шва та його величини досить докладно викладено у попередніх розділах. Слід лише додати, що у конфігурації зазори деформаційного шва може бути плоскими, штрабовидними, уступчатими, можливе поєднання цих конфігурацій.

За заповненістю зазору деформаційного шва розрізняють:

- порожнисті шви;
- частково заповнені шви;
- заповнені шви.

Оскільки до заповнювача порожнини шва не висувають вимог щодо водонепроникності, останнім часом матеріалом заповнення служить листовий пінополістирол, який вкладають у шов при його формуванні. Таке заповнення допускає вільне стиск або розкриття шва практично без напруги елементів, що сполучаються.

Разом з тим як заповнювачі порожнини шва використовують бітумно-полімерні склади (мастика, термопласти гарячого або холодного затвердіння), обклеювання рулонними матеріалами, встановлення дерев'яних дощок, що застосовуються як торцева опалубка блоків бетонування.

За величиною зазору деформаційні шви поділяють на:

- вузькі, до 30 мм;
- середні, до 60 мм;
- широкі, понад 60 мм.

Слід зазначити, що з призначенні величини зазору деформаційного шва бажано дотримуватися вимоги, що він має щонайменше вчетверо перевищувати прогнозовану деформацію, тобто,  $KПД = x \cdot 4$ .

Природно, це співвідношення не завжди виконується, тому додатково розрізняють деформаційні шви малих переміщень - до 25% і великих переміщень > 25%.

Ущільнення деформаційних швів виконують і надання їм властивостей водонепроникності. Залежно від місця розташування у площині шва ущільнення поділяють на контурні (внутрішні та зовнішні) та мідельні – розташовані в середній частині шва за товщиною конструкції.

Основними матеріалами ущільнення деформаційних швів малих переміщень – до 25% величини зазору шва (контурне ущільнення) – служать герметики.

У деформаційних швах великих переміщень (більше 25%) як контурні та мідельні ущільнення використовують спеціальні профілі, шпонки, компресійні ущільнювачі. Матеріалом таких ущільнювачів є синтетичні каучуки (гуми), пластифікований полівінілхлорид, поліетилен високої або низької щільності і т.п. Найчастіше для контурного ущільнення всіх типів швів використовують гідроізоляційні стрічки, зазвичай, на полімерної основі.

При такому розмаїтті можливих способів та матеріалів для ущільнення швів без детальної інформації важко ухвалити правильне проектне рішення. Тому в цьому розділі наводиться огляд різних видів ущільнення зазорів

деформаційних швів у конструкціях переважно підземних і заглиблених споруд. При розгляді можливих способів ущільнення швів основна увага приділяється сучасним матеріалам ущільнювачів і виробам, особливостям їх застосування.

### **3.3 Розрахунок запобігання деформації конструкції під впливом температурних факторів**

Як ми уже розглянули, правильно розрахований деформаційний шов є запорукою запобігання деформації конструкції. Теоретично величина зазору деформаційних швів обумовлена вільним рухом обох розділених частин конструкції. Для більш точного і достовірного розрахунку величини зазору деформаційних швів необхідно знати і враховувати максимальний перепад температур в оцінюваному річному циклі з дня зведення конструкції, її тип (опалювальна або неопалювана), можливість виникнення екстремальних ситуацій (наприклад, пожежа), коефіцієнти теплового лінійного розширення матеріалів, ступінь усадки бетону або цегляної кладки в процесі твердіння, проектна відстань між деформаційними швами, очікуване статичне навантаження, ступінь еластичності елемента ущільнювача і багато інших факторів. Всі ці фактори необхідно враховувати під час проектування, особливо у конструкцій, чутливих до деформації.

Слід зазначити, облаштований, встановлений при зведенні конструкції зазор деформаційного шва  $W_{ст}$  в перші роки експлуатації зазнає суттєвих змін відповідно до змін настановної, тобто, виконуваної при зведенні конструкції, довжини елементів  $L$ , що сполучаються.

При цьому за аналогією з виразами (3.7) та (3.8) настанована виконувана при облаштуванні шва, величина зазору деформаційного шва  $W$  буде відповідати дійсної (експлуатаційної) величині зазору шва і зміни величини зазору шва  $\Delta W'$ , що залежить від аналізованих факторів і одноразових впливів:

$$W_{\text{ст}} = W_{\text{д}} + \Delta W_{\text{д}} \quad (3.11)$$

$$W_{\text{д}} = W_{\text{ст}} - \Delta W_{\text{д}} \quad (3.12)$$

За виразом (3.11), параметр  $W_{\text{ст}}$  – вказана у проектній розрахунковій документації та виконувannya при будівництві величина зазору деформаційного шва. У результаті, щоб віднайти  $W$  скористаємося виразом (3.13):

$$L_{\text{д}} = L_{\text{ст}} [1 - \alpha t_{\text{ст}} - \varepsilon_{\text{y}}(t) \pm \mu \varepsilon_{\text{y}} \pm \mu \varepsilon_{\text{y}}(t)] \quad (3.13)$$

Припустимо, що сполучаються елементи мають однакові характеристики, встановлені за однієї температури, а зовнішні на них однакові. За таких умов зміна настановної, тобто. довжини, що виконується при зведенні, повністю реалізується в зазорі деформаційного шва, тобто, можна прийняти що  $\Delta L_{\text{д}} = \Delta W_{\text{д}}$ . В такому випадку, вираз матиме вигляд (3.14):

$$\Delta W_{\text{д}} = W_{\text{ст}} + L_{\text{ст}} [1 - \alpha t_{\text{ст}} - \varepsilon_{\text{y}}(t) \pm \mu \varepsilon_{\text{y}} \pm \mu \varepsilon_{\text{y}}(t)] \quad (3.14)$$

Для оцінки впливу другої частини виразу (3.14) на величину улаштованого зазору деформаційного шва  $W_{\text{д}}$  проведемо перевірочний розрахунок.

Вхідні дані:

- умовний елемент підземної частини конструкції (стіновий блок виконаний з монолітного залізобетону);
- довжина сполучених елементів конструкції  $L_{\text{ст}} = 25\text{м}$ ;
- перетин сполучених елементів –  $3,0 \times 0,25\text{м}$ ;
- процент армування бетону –  $0,5\%$ ;
- витрата цементу  $400\text{кг/м}^3$ ;
- В/Ц бетонної суміші –  $0,5$ ;



- величина облаштованого зазору шва  $W_{\text{СТ}} = 25\text{мм}$ ;
- температура зведення конструкції  $t_{\text{СТ}} = +15^\circ\text{C}$ ;
- відносна вологість повітря при проведенні робіт  $\omega_{\text{В}} = 70\%$ ;
- коефіцієнт теплового лінійного розширення залізобетону  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ;
- проектна міцність бетону на стиск  $R = 400\text{кг/см}^2$ ;
- стискаюче вертикальне статичне навантаження  $\sigma = 50\text{кг/см}^2$ ;
- «вік» конструкції при навантаженні 90 діб (3 місяці);
- коефіцієнт Пуассона  $\mu = 0,15$ ;

Постановка задачі:

- встановити дійсну величину зазору деформаційного шву  $W_{\text{Д}}$  через 1, 3 та 5 років після початку експлуатації;

Розрахунок:

Визначимо значення компоненту розрахунку  $\alpha \cdot t_{\text{СТ}}$ :

$$\alpha \cdot t_{\text{СТ}} = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 15^\circ\text{C} = 0,18\text{мм/м}$$

Розрахуємо величину  $\varepsilon_y(t)$  розрахуємо за виразом із застосуванням даних графіку на рисунку 3.1:

$$k_{y1}(70\%) = 24,0 \cdot 10^{-5} = 2,4 \cdot 10^{-4}$$

$$m = \frac{25 \cdot 300}{25 + 300} = 20\text{см}$$

За графіком (рисунок 3.1),  $k_{y1} = 0,65$ ;

Для В/Ц = 0,5 та витраті цементу  $400\text{кг/м}^3$ ,  $k_{y3} = 1,2$ ;

Тоді, максимальна усадка  $\varepsilon_y(\infty)$  за виразами (3.4, 3.5) дорівнює:

$$\varepsilon_y(\infty) = 2,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0,65 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 0,18\text{мм/м}$$

Через 1 рік:

$$\varepsilon_y(1) = 0,18 \cdot 0,83 = 0,15\text{мм/м}$$

Через 3 роки:

$$\varepsilon_y(3) = 0,18 \cdot 0,95 = 0,17\text{мм/м}$$

Через 5 років:

$$\varepsilon_y(5) = 0,18 \cdot 1,0 = 0,18\text{мм/м}$$

Величина  $\varepsilon_{yH}$  дорівнює:

$$\varepsilon_{yH} = \frac{50}{21000\sqrt{400}} = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ м/м}$$

Значення  $\varepsilon_y(t)$  з урахуванням розрахункової величини  $\varepsilon_y$  визначимо за допомогою графіків на рисунку 3.3, 3.4.

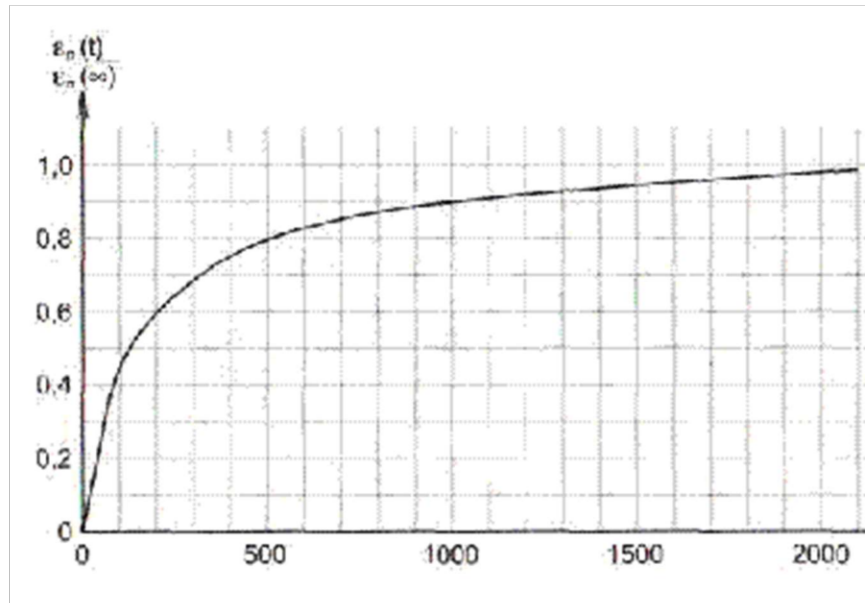


Рисунок 3.3 – Графік зміни відносного значення повзучості у залежності від часу

Для об'єктивної оцінки значення повзучості необхідні точні дані щодо значення коефіцієнта Пуассона, що виражає відношення поперечної деформації до поздовжньої. Наприклад, у разі навантаження бетонної конструкції при одновісному стиску це відношення досягає величини (0,15), але фактично цей коефіцієнт може змінюватися в залежності від безлічі параметрів. При розрахунках можна скористатися наведеним значенням.

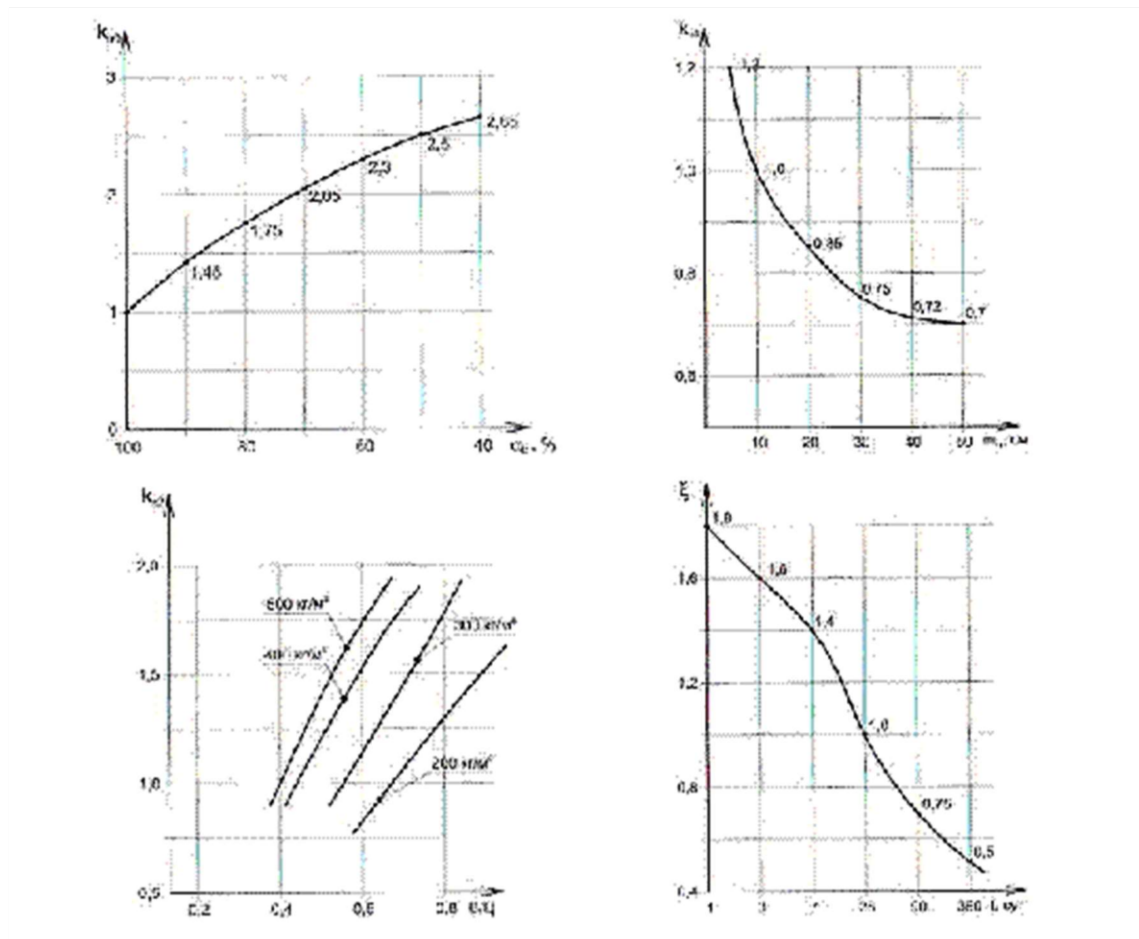


Рисунок 3.4 – Значення безрозмірних коефіцієнтів  $\xi$  при визначенні повзучості бетону

$\xi$  та значення  $k_{n*}$  дорівнює:

$$k_{n0}(70\%) = 2,05;$$

$$k_{n1}(23) = 0,85;$$

$$k_{n0}(0,5) = 1,25;$$

$$\xi(90) = 0,75.$$

Тоді,  $\varepsilon_n(\infty)$  дорівнює:

$$\varepsilon_n(\infty) = 0,12 \cdot 2,05 \cdot 0,85 \cdot 1,25 \cdot 0,75 = 0,20 \text{ мм/м}$$

З урахуванням часу експлуатації  $\varepsilon_n(t)$  дорівнює:

Через 1 рік:

$$\varepsilon_n(1) = 0,2 \cdot 0,73 = 0,15 \text{ мм/м}$$

Через 3 роки:

$$\varepsilon_n(3) = 0,2 \cdot 0,9 = 0,18 \text{ мм/м}$$

Через 5 років:

$$\varepsilon_{\text{п}}(5) = 0,2 \cdot 0,95 = 0,19 \text{ мм/м}$$

Якщо прийняти, що у даному випадку усадка повзучості при стиску складається з усадкою бетону та для урахування напрямлення її впливу можна застосувати коефіцієнт Пуассона, тоді, підставив вираховані значення у вираз (3.11) отримаємо:

$$W_{\text{Д}}(1) = 25 + 25[0,18 + 0,15 + 0,15 \cdot 0,12 + 0,15 \cdot 0,15] = 34,3 \text{ мм}$$

$$\left( \frac{W_{\text{Д}}(1)}{W_{\text{СТ}}} - 1 \right) \cdot 100\% = 37,2\%$$

$$W_{\text{Д}}(3) = 25 + 25[0,18 + 0,17 + 0,15 \cdot 0,12 + 0,15 \cdot 0,18] = 34,9 \text{ мм}$$

$$\left( \frac{W_{\text{Д}}(3)}{W_{\text{СТ}}} - 1 \right) \cdot 100\% = 39,6\%$$

$$W_{\text{Д}}(5) = 25 + 25[0,18 + 0,18 + 0,15 \cdot 0,12 + 0,15 \cdot 0,19] = 35,2 \text{ мм}$$

$$\left( \frac{W_{\text{Д}}(5)}{W_{\text{СТ}}} - 1 \right) \cdot 100\% = 40,8\%$$

У результаті проведення розрахунків, ми виявили, що дійсна величина зазору деформаційного  $W_{\text{Д}}$  уже через один рік експлуатації збільшується на 37,2% по відношенню до початкової ( $W_{\text{СТ}}$ ). Через три роки загальне збільшення зазору складає 39,6%. Через п'ять років – 40,8%. Така істотна зміна зазору деформаційного шва визначає необхідність ще на стадії проектування виконувати аналогічні розрахунки і обчислювати дійсну величину зазору шва при експлуатації. Крім того, рішення щодо ущільнення деформаційного шва повинно прийматися з урахуванням зміни зазору шва, що змінилася, в якому будуть компенсуватися циклічні теплові деформації. При розгляді можливої деформативності елементів, що сполучаються конструкції, передбачалося, що обидва сполучні елементи мають однакову довжину і виконані з одного і того ж матеріалу. Однак у реальних умовах можуть сполучатися елементи з різних матеріалів та різної довжини. Можливі чотири основні випадки такого сполучення:

- сполучені елементи виконані з різних матеріалів і мають різну довжину;

- сполучені елементи виконані з різних матеріалів і мають однакову довжину;
- сполучені елементи виконані з різних матеріалів і мають різну довжину;
- сполучені елементи виконані з однакових матеріалів і мають однакову довжину;

## ВИСНОВКИ

У технічному відношенні будь-яка споруда, у тому числі підземна, є дуже складним формуванням. На всіх етапах його існування, починаючи з будівництва і закінчуючи ліквідацією, існує певний взаємозв'язок між його окремими частинами. Тільки зовні споруда видається нерухомою.

Насправді будь-яка споруда - як в цілому, так і її окремі частини та елементи - знаходиться у постійному русі, який викликаний змінами обсягу статичних впливів будівельних конструкцій, динамічних впливів від зовнішніх періодичних навантажень, деформаціями основи та фундаменту та інших сил від цих впливів концентрується у найбільш слабких місцях, особливо у стиках конструкцій, а також у місцях, де відбувається зміна форми споруди або її окремих елементів чи зміни структури будівельного матеріалу. Перелічені фактори є основними причинами виникнення напружень та деформацій у конструкції споруди та її окремих частин. Якість зведення та довговічність споруди, особливо зі збірних елементів, безпосередньо пов'язані з вирішенням питань щодо облаштування необхідних стиків та швів для всіх конструкцій та елементів, з яких воно складається. Поєднання окремих будівельних елементів з матеріалів з неоднаковою довговічністю та фізичними властивостями висуває особливо високі вимоги до технічного вирішення стиків. Будь-яке поєднання у збірній споруді слід розглядати з урахуванням статичних та динамічних впливів, що часто призводить до необхідності влаштування вільного деформаційного шва.

У технічному відношенні рішення щодо облаштування швів та стиків, засноване на строгому визначенні їх функціонального призначення, є складним завданням. Можна вказати на ряд факторів, що ускладнюють рішення, вплив яких досі досліджується та уточнюється. До них відносяться: вплив тривалості будівництва на виникнення деформацій, визначення необхідних допусків елементів конструкцій та споруди в цілому, зменшення жорсткості споруди, осадку споруди, усадка та збільшення обсягу будівельних матеріалів тощо.

Відомо, що більшість дефектів проявляється у деформації елементів і виникненні тріщин. Пошкодження стику або виникнення тріщини настають у той момент, коли напруга, викликана різними причинами, перевищує межу несучої здатності матеріалу конструкції. Виходячи з цього, важливою проблемою при проектуванні споруд, а тим більше підземних, є завдання з облаштування стиків і швів, де концентруються та релаксуються напруги внаслідок деформацій від різного виду навантажень.

За результатами проведеної роботи, ми проаналізували сутність аварій будівель та споруд, ознаки аварійного стану будівельних конструкцій та закономірності впливу лінійних розширень на будівельні конструкції. Було проведене дослідження видів деформаційних швів та причин їх деформації. У результаті, було сформовано теоретичні та розроблено практичні рекомендації запобігання деформації температурних швов. Виконаний розрахунок запобігання деформації конструкції під впливом температурних факторів з наданням обґрунтування отриманих результатів.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Прангишвили И.В. Энтропийные и другие системные закономерности: Вопросы управления сложными системами. Москва : Наука, 2003. 428 с.
2. Еремин К. И., Шишкина Н.А. Обзор аварий зданий и сооружений, произошедших в 2010 году. Магнитогорск : ООО «Велд», 2011. 141 с.
3. Гроздов В. Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений. Санкт-Петербург : Издательский Дом KN+, 2000. 44 с.
4. Еремин К. И., Матвеюшкин С.А., Алексеева Е.Л., Кунин Ю.С. Атлас дефектов и повреждений эксплуатируемых строительных конструкций: учебно-методическое пособие. Магнитогорск : ООО «Велд», 2010. 126 с.
5. Навантаження і впливи: ДБН А.1.2-2-2006. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2006.
6. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд : ДБН В.1.2-14-2018. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2018.
7. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість: ДБН В.1.2-6-2008. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2008.
8. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека: ДБН В.1.2-7-2008. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2008.
9. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього природного середовища: ДБН В.1.2-8-2008. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2008.
10. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації: ДБН В.1.2-9-2008. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2008.
11. Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму: ДБН В.1.2-10-2008. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2008.
12. Основні вимоги до будівель і споруд. Економія енергії: ДБН В.1.2-11-2008. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2008.



13. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2009.
14. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5:2012. Проект. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-5. Загальні дії. Теплові дії: (EN 1991-1-5:2003, IDT). [Чинний від 01.07.2013]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2012. 52 с.
15. ДСТУ 3518-97. Термометрія. Терміни та визначення. [Чинний від 01.10.2019]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2019. 52 с.
16. Теплове розширення. URL: [https://uk.wikipedia.org/wiki/Теплове\\_розширення](https://uk.wikipedia.org/wiki/Теплове_розширення)
17. James M. Gere Mechanics of Materials. Stamford : CT 06902 USA, 2009. 644 с.
18. Тимошенко С.П. Механика материалов. Москва : Мир, 1976. 672 с.
19. J.R. Davis Aluminum and Aluminum Alloys. ASM International : Alloying : Understanding the Basics, 1993. 66 с.
20. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. Москва : Стройиздат, 1989. 104 с.
21. Гроздов В. Т. Дефекты каменных зданий и методы их устранения. Санкт-Петербург, 1994. 146 с.
22. Гроздов В. Т. О разрушении стены от воздействия сезонного периода температуры наружного воздуха. Известия вузов : Строительство, 1997. — № 12. С. 8-11.
23. Гроздов В. Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Санкт-Петербург : ВИСИ, 1998. 204 с.
24. СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. Москва : Стройиздат, 1987. 36 с.
25. Гроздов В. Т. Дефекты конструкций крупнопанельных зданий, снижающие несущую способность зданий, и их устранение. Санкт-Петербург : СПбВВИСУ, 1993. 96 с

26. Гроздов В. Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия. Санкт-Петербург : БИТУ, 1998. 148 с.
27. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. Мінрегіонбуд України. - Київ, 2014.
28. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. Москва : Госстрой СССР, 1982. 139 с.
29. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. Москва : Стройиздат, 1965. 280 с.
30. Шмиг Р. А., Боярчук В. М., Добрянський І. М., Барабаш В. М. Термінологічний словник-довідник з будівництва та архітектури. Львів : Національний університет «Львівська політехніка», 2010. 80 с.
31. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: Навчальний посібник. Харків : ХНАМГ, 2007. 170 с.
32. Снегирев А.И. Влияние температуры замыкания при возведении на напряжения в несущих конструкциях. Инженерно-строительный журнал, №2, 2008.
33. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Учебное пособие для вузов. Москва : Стройиздат, 1977. 223с.
34. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Вып. 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. Москва : Стройиздат, 1974. 40 с.
35. Баженов Ю.М., Комар А.Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. Москва : Стройиздат, 1984. 672 с.
36. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций: НИИЖБ Госстроя СССР. Москва, Стройиздат, 1988. 120 с.
37. Шильд Е., Кассельман Х.Ф. Строительная физика. – Москва : Стройиздат, 1982. 295 с.

38. Попченко С.Н. Гидроизоляция сооружений и зданий. Ленинград : Стройиздат, 1981. 304 с.

39. Schutz, Raymond J. Shape Factor in Joint Design, Civil Engineering - ASCE, V.32, № 10. Oct. 1962, pp. 32-36.

40. ACI Conunittee 504, Guide to Sealing Joints in Concrete Structures, ACI 504R-90, Manual of Concrete Practice, 1999, part 5.