МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ

КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
(повна назва кафедри)

Кваліфікаційна робота (проєкт)

магістр
(рівень вищої освіти)

на тему Аналіз роботи залізобетонних та кам'яних конструкцій будівель з розробкою програми випробування

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923-мбг
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
освітньої програми Міське будівництво та господарство
(назва освітньої програми)
Масмух Мохсін
(ініціали та прізвище)

Керівник проф., д.т.н, Банах В.А.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)
Рецензент доц.,к.т.н, Банах А. В.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя
2024

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
імені Ю.М. ПОТЕБНІ

Кафедра міського будівництва і архітектури
Рівень вищої освіти магістр
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код та назва)
Освітня програма Міське будівництво та господарство

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
«03» 09 2024 року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Масмуху Мохсіну
(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема роботи (проєкту) Аналіз роботи залізобетонних та кам'яних конструкцій будівель з розробкою програми випробування

керівник роботи проф., д.т.н, Банах В.А.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «30» 09 2024 року № 1486-с.

1 Строк подання студентом роботи 01.12.2024

2 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливість розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об`єкт досліджень, предмет досліджень, передбачувані методи виконання досліджень

3 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Літературний огляд. Методологія експертної оцінки залізобетонних конструкцій. Аналіз роботи залізобетонних конструкцій будівель з першим комерційним поверхом на динамічний вплив за вітчизняними стандартами.

4 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов`язкових креслень) Презентація із результатами аналітичних обґрунтувань наукового напряму досліджень, результатами експериментальних досліджень, результати розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень

5 Консультанти розділів роботи

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

6 Дата видачі завдання 01.09.2024

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Літературний огляд	01.10	
2	Розділ 1	15.10	
3	Розділ 2	01.11	
4	Розділ 3	15.11	
5	Розробка графічної частини	20.11	
6	Оформлення роботи	25.11	
7	Попередній захист	01.12	

Студент _____ Масмух Мохсін
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проєкту) _____ Банах В.А.
(підпис) (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер _____ Гребенюк О.В.
(підпис) (ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Масмух Мохсін . Аналіз роботи залізобетонних та кам’яних конструкцій будівель з розробкою програми випробування.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник В.А. Банах. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні ЗНУ, кафедра міського будівництва і архітектури, 2024.

У роботі проаналізовані помилки проектувальників і будівельників, що найбільш часто зустрічаються. У ній не розглядаються аварійні ситуації, що утворюються вже в процесі експлуатації будівель та споруд. Причина такої «неуваги» полягає в тому, що фахівці, які займаються експлуатацією, допускають, як правило, всього дві помилки - перевантаження і перезволоження несучих конструкцій або ґрунтів основи. При цьому ці помилки нерідко спровоковані при не раціональній чи неправильній конструкцією покрівлі; безграмотним вертикальним плануванням; незадовільною міцністю конструкційних матеріалів; прихованим шлюбом виконавців будівельних робіт тощо.

Ключові слова: ПРОГРАМА ВИПРОБУВАНЬ, КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ, НАВАНТАЖЕННЯ, РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ, EUROCODE, ПОКРИТТЯ.

ABSTRACT

Masmukh Mohsin. Analysis of the Operation of Reinforced Concrete and Stone Structures of Buildings with the Development of a Test Program.

Qualifying graduation thesis for obtaining a master's degree of higher education in the specialty 192 - Construction and civil engineering, academic supervisor V.A. Banach. Engineering Educational and Scientific Institute named after U.M. Potebny ZNU, Department of Urban Construction and Architecture, 2024.

The paper analyzes the most common errors of designers and builders. It does not consider emergency situations that occur during the operation of buildings and structures. The reason for such "inattention" lies in the fact that specialists involved in operation usually make only two mistakes - overloading and over-wetting of load-bearing structures or foundation soils. At the same time, these errors are often provoked by irrational or incorrect roof design; illiterate vertical planning; unsatisfactory strength of construction materials; hidden defects of construction workers, etc.

Key words: TEST PROGRAM, MASONRY STRUCTURES, LOADS, CALCULATION MODELS, EUROCODE, COATING.

ЗМІСТ

	Вступ	8
Розділ 1	Методологія експертної оцінки залізобетонних конструкцій	11
1.1	Огляд наукової інформації	11
1.2	Основні видів дефектів у будівництві	20
1.3	Моніторинг поведінки залізобетонних конструкцій при корозії арматури	21
1.4	Опис об'єкту	23
1.5	Розрахунок величини фізичного зносу	26
1.6	Висновки до розділу 1	27
Розділ 2	Аналіз роботи залізобетонних конструкцій будівель на динамічний вплив за вітчизняними та міжнародними стандартами	29
2.1	Опис розрахункових моделей	30
2.2	Результати та обговорення	37
2.2.1	Порівняння бічних зсувів	39
2.2.2	Порівняння внутрішніх зусиль	41
2.3	Китайський код GB50010-2010 та Eurocode 2: відмінності та подібності у проектуванні залізобетонних конструкцій	43
2.3.1	Довідкова інформація про GB50010-2010	43
2.3.2	Довідкова інформація щодо єврокодів	44
2.4	Порівняння властивостей матеріалів у GB 50010-2010 та EC2	46
2.4.1	Бетон	46
2.4.1.1	Порівняння міцності на стиск	46
2.4.1.2	Міцність на стиск	47
2.4.2	Арматура	48

2.4.2.1 Порівняння міцності арматури 48
2.5 Порівняння довговічності та граничного стану в EC2 та GB50010-2010 50
2.5.1 Довговічність та бетонне покриття 50
2.5.2 Розрахунок за граничними станами 52
2.6 Висновки до розділу 2 59
Розділ 3 Програма випробувань будівлі на прикладі об'єктів закарпатської області 61
3.1 Загальні положення 61
3.2 Мета обстеження, об'єкт обстеження 62
3.3 Склад робіт 63
3.4 Діагностичні показники 68
3.5 Категорії технічного стану конструкцій та споруди 69
3.6 Методи та засоби обстеження 70
3.7 Порядок роботи виконавця на об'єкті 71
3.8 Спеціальні заходи 72
3.9 Порядок подання звітних матеріалів 72
3.10 Строки виконання роботи 73
Основні висновки 74
Список використаних джерел 75
Додаток А 82

ВСТУП

Актуальність дослідження. Статистика, починаючи з 1980-х років. демонструвала, що понад тридцять відсотків аварії у будівництві відбувалося з вини будівельників та монтажників. З великим відривом від них іншими йшли експлуатаційники, слідом за ними йдуть працівники будіндустрії (постачальники матеріалів та виробів) та останніми - проектувальники.

Передумови цього частково приховані у руйнуванні старого відточеного підходу організації проектної справи (при якій досить дієво та ефективно здійснювався внутрішній контроль якості проектних робіт), певною мірою у гострій нестачі кваліфікованих конструкторів та проектувальників, частково у зниженні вимог до рівня підготовки випускників вищих освітніх установ (через «вдосконалення» навчальних програм та збільшення навантаження на викладачів), якоюсь мірою і в самій індустрії будівництва, яка припинила випуск складних збірних залізобетонних конструктивних елементів, які є найбільш чутливими до порушень технологічної дисципліни.

З кінця 1990-х років. Найбільшу питому вагу у будівельній промисловості займає реконструкція існуючих будинків та споруд, яка неминуче пов'язані з ремонтом і посиленням залізобетонних і кам'яних конструкцій. На жаль, і в цьому питанні допускається безліч помилок унаслідок нерозуміння фізичної сутності посилення. Науково-технічна література, яка є, здебільшого представляє приклади посилення в графічному чи описовому форматі, детально не роз'яснюючи принципів їх роботи.

Деякі теоретичні аспекти оцінки різних видів зносу бізнесу та активів, у тому числі і будівельної галузі, представлені в працях відомих вчених, таких як Антілл Н., Еванс Ф., Крістофер З., Райлі Р. та ін.

Без сумніву, розглянуті наукові праці зробили значний внесок у вивчення проблеми оцінки зношування. Незважаючи на це, багато нюансів досі не отримали достатньо досконалого та повного системного підходу до вирішення. Концептуальні питання оцінки функціонального та економічного зносу бізнесу, нематеріальних активів, земельних ділянок вважаються свіжими напрямками

теорії та практики діяльності з оцінки.

У роботі проаналізовані помилки проектувальників і будівельників, що найбільш часто зустрічаються. У ній не розглядаються аварійні ситуації, що утворюються вже в процесі експлуатації будівель та споруд. Причина такої «неуваги» полягає в тому, що фахівці, які займаються експлуатацією, допускають, як правило, всього дві помилки - перевантаження і перезволоження несучих конструкцій або ґрунтів основи. При цьому ці помилки нерідко спровоковані при не раціональній чи неправильній конструкцією покрівлі; безграмотним вертикальним плануванням; незадовільною міцністю конструкційних матеріалів; прихованим шлюбом виконавців будівельних робіт тощо.

Мета і завдання дослідження. Метою дослідження є розробка концептуальних методик оцінки зношування залізобетонних конструкцій.

Об'єкт дослідження. Об'єктом дослідження є робота залізобетонних та кам’яних конструкцій будівель.

Предмет дослідження. Предметом дослідження є порівняльний аналіз понять «знос» та його видів у відповідність до Вітчизняних та Міжнародних стандартів оцінки.

Методи дослідження. При вирішенні поставлених завдань використовувалися узагальнення, аналіз теоретичних та практичних досліджень на тему роботи та комплексні дослідження експлуатаційних властивостей фасадних панелей.

Наукова новизна одержаних результатів. Здійснено систематизацію видів фізичного зносу будівель з з/б конструкціями з позиції узагальнення існуючих класифікацій та сутнісних характеристик поняття зносу. Проведено аналіз роботи залізобетонних конструкцій на прикладі будівлі з першим комерційним поверхом на динамічний вплив за вітчизняними стандартами.

Практичне значення одержаних результатів. За підсумками проведеного аналізу міжнародних стандартів проранжовані підходи до розрахунку залізобетонних конструкцій. Запропоновано програму випробувань

залізобетонних конструкцій.

Особистий вклад дослідника. Постановка мети і завдання дослідження. Збір і аналіз даних для проведення дослідження.

Структура та обсяг магістерської роботи. Магістерська робота складається з вступу, трьох розділів, основних висновків, списку використаних джерел, містить 87 сторінок, 22 рисунки, 12 таблиць, 64 список використаних джерел.

РОЗДІЛ 1
МЕТОДОЛОГІЯ ЕКСПЕРТНОЇ ОЦІНКИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Огляд наукової інформації

Питання ремонту та посилення в умовах сучасної дійсності є дуже актуальними, оскільки на сьогоднішній день багато з експлуатованих будівель і споруд мають дефекти та пошкодження, що вимагають проведення заходів щодо ремонту та посилення. Такої категорії будівель та споруд стає дедалі більше, як у промисловій галузі, так і в комунальному господарстві. Роботи вчених представлені у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Огляд стану досліджень на тему роботи

Автор	Найменування роботи	Результати дослідження
В. З. Кліменко, І. Д. Бєлов.	Випробування та обстеження будівельних конструкцій і споруд : підручник	У підручнику розглянуті питання теорії й практики планування, організації та проведення статичних випробувань будівельних конструкцій і споруд. Розглянуті методи та засоби вимірювань параметрів, що визначають деформовано-напружений стан конструкцій.[1].
Г. В. Гетун.	Особливості дослідження та проектування розрахункових схем багатоповерхових каркасно-монолітних житлових будинків	Розглядаються особливості дослідження та проектування каркасно-монолітних багатоповерхових житлових будинків із стінами підвищеного теплозбереження з урахуванням діючих будівельних норм.[2].

Б.Г. Демчина, О.Я. Литвиняк, О.В. Давидюк.	Дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону	Наведені результати експериментальних досліджень збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону при їхній роботі на згин та результати фізико-механічних характеристики пінобетону марки D800-D1000.[3].
Б.Г. Демчина, О.Я. Литвиняк, Кунанець Ю.М.,	Експериментальні дослідження коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття із використанням пінобетону	Наведено результати експериментальних досліджень коротких збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону під час випробування на згин. ропонується використовувати такі плити перекриття для житлового та громадсь- кого будівництва. Припускається, що застосування збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону дасть змогу зменшити власну вагу перекриття, навантаження на фундамент, забезпечить добру звукоізоляцію між поверхами.[4].

В. В. Биба, В. С. Гаташ	Стан та перспективи розвитку будівельної галузі України	Розглянуто стан будівельної галузі України. Проаналізовано зміни, що відбулися в промисловому, житловому та незавершеному будівництві за останнє десятиліття, також запропоновано пріоритетні напрямки розвитку галузі.[5].
В. Р. Кучеренко, М. А. Заєць, О. В. Захарченко, Н. В. Сментина, В. О. Улибіна	Оцінка та управління нерухомістю	Описується роль та місце нерухомості в економічній діяльності, представлені теоретичні та практичні питання експертної оцінки нерухомого майна – основи професійної оціночної діяльності, види вартості при оцінюванні та фактори, що на неї впливають, принципи оцінки, методичні підходи до оцінки нерухомості та специфіка їх застосування; розглянуті теоретичні та практичні аспекти управління нерухомим майном. Управлінські аспекти викладені у навчальному посібнику з посиланням на закордонний досвід, питання оцінювання нерухомості зорієнтовані на специфіку українського законодавства з урахуванням світових стандартів оціночної діяльності. [6].

В. І. Абєлєшов	Дослідження деяких аспектів підвищення ефективності енергозберігаючих заходів у житлових будинках	Робота присвячена дослідженню деяких питань підвищення ефективності енергозберігаючих заходів в житлових будівлях шляхом аналізу основних проблем, тенденцій і напрямів їх розвитку на сучасному етапі.[7].
О. М. Лівінський, В.А. Євтушенко	Технічне обстеження та енергоаудит будинків і споруд	Розглянуті способи обстеження технічного стану будівельних конструкцій на виявлення тримальної здатності і експлуатаційних якостей конструкцій, ступеня їх фізичного зношування і причин, що обумовлюють їхній наявний стан. Наведені способи одержання даних про енергоресурси споживання будинку для техніко- економічного обґрунтування оптимального варіанта реконструкції, що відповідає сучасним теплотехнічним вимогам.[8].

С. В. Богаченко, С. В. Шатов, А. О. Титюк	Моніторинг технічного стану будівельних конструкцій	На даний час значна частина нерухомого майна в Україні експлуатується у понад проєктний період, а економічні фактори посприяли оптимізації затрат на будівництво та впровадили тенденції до зведення висотних будівель в умовах густої забудови та будівництва в складних геологічних умовах. Дані фактори потенційно збільшують ризик виникнення аварійних ситуацій, наслідки яких можуть набувати техногенної, соціальної та культурної значимості. Таким чином особливого значення набуває проблема контролю технічного стану будівель та споруд з ціллю попередження виникнення аварійних ситуацій і обґрунтованості вибору комплексу інженерних заходів щодо їх недопущення.[9].
Д. В. Попруга, О. І. Валовой.	Проблеми моніторингу технічного стану будівель і споруд.	Стабільність і безпека будівель та споруд безпосередньо залежать від технічного стану їх конструкцій. Для попередження виникнення аварійних ситуацій необхідно підтримувати конструкції в працездатному стані, що досягається шляхом оцінювання їх відповідності нормативним та проєктним вимогам. [10]

М. Г. Мар’єнков , Д. В. Богдан , В. О. Сахаров.	Оцінка напружено-деформованого стану конструкцій будівлі при дії сейсмічних навантажень.	В статті приведені результати оцінки просторової взаємодії елементів системи «основа – фундамент – верхня удова» при дії сейсмічних навантажень. Враховано процеси згасання коливань в ґрунті та інженерних конструкціях. Проведено розрахунки будівлі на пальовій основі та порівняння результатів за першою формою власних коливань. Виконано порівняння амплітуд коливань конструкції при пружних та нелінійних деформаціях[11].
О.І. Горб, С.Г. Нестеренко, О.В. Афанасьєв, О.В. Байструк	Напрями застосування штучного інтелекту при геодезичному моніторингу будівель та споруд	В дослідженні визначена необхідність застосування штучного інтелекту при вирішенні завдань геоде- зичного моніторингу будівель та споруд. За результатами досліджень виявлені приклади світового досвіду залучення штучного інтелекту у вирішення різних питань геодезичного моніторингу. Досліджені питання застосування сучасного приладового обладнання при проведенні геодезичного моніторингу з використанням штучного інтелекту.[12].

І.П. Бойко, В.О. Сахаров, Г.В. Гетун, В.А. Мельник //	Застосування лазерного сканування для виконання геодезичних робіт	Обгрунтовано застосування лазерного сканування для виконання геодезичних робіт. Приведена класифікація лазерних сканерів за принципом дії та точністю вимірів. Подана технологія опрацювання матеріалів лазерного сканування та сфери його використання для виконання геодезичних робіт.[13].
І.П. Бойко, В.О. Сахаров, Г.В. Гетун, В.А. Мельник //	Дослідження впливу кількості поверхів будинку на напружено деформований стан висотного будинку за сейсмічних навантажень	Наведенорезультатианалізузмінина пружено-деформованогостанунесучихконструкційуразідіїсейсмічногонавантаженнязарізноїкількостіповерхів. озрахункипроводилисязаМСЕпрямимінтегруваннямвчасізасхемоюНьюмарказурахуваннямзгасанняколиванень. Показано, щомаксимальніколиваннябудівліможутьвиникатизанеповноївисотибудівлі, щонеобхідновраховуватипідчаспроектування.[14].

Lin X., Zong Z., Niu J.	Оцінка методом кінцевих елементів на основі структурного моніторингу стану	Об'єднання статистичного аналізу в інженерній практиці у структурну оцінку. Наведено метод оновлення та валідації моделі кінцевих елементів (FE) для мостових конструкцій, заснований на моніторингу стану конструкцій [15].
Isayev, A., Gulayev, Y., & Chulanov, P.	Комплексний моніторинг інженерних споруд	У статті рекомендується правильне написання назв систем моніторингу на основі смислового змісту і логічно узгодженого порядку слів. Розглянуто три складові системи комплексного моніторингу висотної будівлі, які доповнюють один одного, створюючи загальну картину положення і стану будівлі, її несучих конструкцій і ґрунтового масиву під нею. Розглядаються в єдності геотехнічний моніторинг, геодезичний моніторинг, інженерно-будівельний моніторинг. Показані завдання кожного моніторингу та описані прилади та датчики, які використовуються в сучасних автоматизованих системах моніторингу. Геотехнічний моніторинг дає інформацію про стан і зміщення

		ґрунтової основи, яка знаходиться під будівлею і навколо неї, про процеси, що відбуваються всередині ґрунтового масиву. В автоматизованих системах геотехнічного моніторингу використовуються свердловинні інклінометри, свердловини екстензометри, датчики тиску ґрунту в поєднанні з приладами геодезичного та інженерно-будівельного моніторингу. Геодезичний моніторинг дає уявлення про просторове положення будівлі та її елементів, а також про планово-висотні та кутові зміщення несучих конструкцій. В автоматизованих системах геодезичного моніторингу використовуються роботизовані тахеометри, нівеліри, сканери, апаратура GNSS в поєднанні з приладами інженерно-будівельного і геотехнічного моніторингу. Інженерно-будівельний моніторинг показує зміни напружено-деформованого стану конструкцій та їх елементів і зміни їх взаємного положення. .[15].

1.2 Основні видів дефектів у будівництві

Відповідно до класифікатора основних видів дефектів у будівництві та промисловості будівельних матеріалів, дефекти поділяються на:

Критичний дефект (при виконанні БМР) - «дефект, за наявності якого будівля, споруда, його частина або конструктивний елемент функціонально непридатні, подальше проведення робіт за умовами міцності та стійкості небезпечне, або може спричинити зниження зазначених характеристик у процесі експлуатації».

Критичний дефект (при виробництві конструкцій та виробів) - «дефект, за наявності якого виріб, конструкція функціонально непридатні та його використання може спричинити втрату або зниження міцності, стійкості, надійності будівлі, споруди, її частини чи конструктивного елемента».

Значний дефект – «Дефект, який суттєво впливає на використання продукції за призначенням та (або) на її довговічність, але не є критичним».

Значний дефект підлягає усуненню до приховання наступними роботами. При цьому дефектом є кожен одиничний відступ від проектних рішень чи невиконання вимог норм.

Визначення дефектів прийнято на основі ДСТУ 3021-95 "Випробування та контроль якості продукції. Терміни та визначення" у межах встановлених меж понять.

Дефект - кожна окрема невідповідність конструкцій будь-якому параметру, встановленому проектом чи нормативним документом.

Дефектний виріб - це виріб, що має хоча б один дефект.

У ході проведення експертизи виявлені дефекти кваліфікувалися як значні.

Критичних дефектів не зафіксовано.

Значний дефект підлягає усуненню до приховання наступними роботами. При цьому дефектом є кожен одиничний відступ від проектних рішень чи невиконання вимог норм.

На підставі даних, отриманих у результаті проведеної експертизи,

загалом, технічний стан несучих та огороджувальних конструкцій будівлі, відповідно до положень ДСТУ 9273:2024 «Настанова щодо обстеження будівель та споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість», оцінюється як працездатне.

1.3 Моніторинг поведінки залізобетонних конструкцій при корозії арматури

Проблема довговічності залізобетонних конструкцій через корозію сталевої арматури має важливе значення. У нормативних документах наведено рекомендації та заходи безпеки для запобігання корозії. Є численні дослідження механізму корозії, запобігання корозії та вимірювання швидкості корозії. Представлені моделі для прогнозування часу початку корозії на основі швидкостей дифузії газу CO_2 та/або іонів Cl^-. Час від появи корозії до корозійного розтріскування переважно залежить від швидкості корозії після виявлення корозії. Збільшення швидкості дифузії іонів Cl^-до сталевої арматури прискорюють розвиток корозії. Отже, залізобетонна конструкція з тріщинами починає корозію швидше, ніж конструкція без тріщин. Також після початку корозії швидкість корозії залежить від наявності кисню та вологи.

У літературі є мало інформації щодо впливу наявності тріщин на швидкість корозії після того, як відбулася корозія. Зразки, що мають тріщини, мають нижчий електричний опір і більш високу швидкість дифузії кисню та вологи в бетон, що збільшило швидкість корозії. Вплив збільшення корозійної активності на втрату маси стали вивчено мало докладно. При цьому вплив корозії на характеристики зчеплення між сталлю та бетоном було досліджено багатьма дослідниками. Незважаючи на великий розкид даних, представлених цими дослідниками, більшість результатів випробувань показали, що міцність зчеплення спочатку збільшувалася зі збільшенням корозія і безперервна втрата зчеплення арматури з бетоном спостерігалася після корозійного розтріскування. У більшості досліджень, що стосуються впливу корозії на міцність балки, корозія була виявлена по всій довжині балки, тому це

зменшило здатність зчеплення сталевих арматурних стрижнів. Отже, необхідні дослідження для з'ясування взаємозв'язку між ступенем корозії, шириною корозійної тріщини та здатністю, що несе, за наявності навантаження на конструкції. Результати дозволять отримати дані про моделі прогресивної втрати міцності та працездатності, спричинені корозією сталевої арматури, для прогнозування термінів служби пошкоджених конструкцій.

Щоб передбачити функціональний термін служби кородованих конструкцій особливо важливо з'ясувати, як змінюється поведінка балки в міру розвитку корозії. Тому проаналізовано результати серії випробувань, призначених для дослідження комбінованого впливу корозії та навантажень на конструкційні характеристики балок. Його мета – допомогти експертам правильно оцінити стан існуючих конструкцій та/або оцінити залишковий термін служби корродованих з/б конструкцій.

Кожен зразок мав довжину 3200 мм та поперечний переріз 152 х 254 мм. Арматура діаметром 15 мм розташовується в зоні розтягування та два стрижні діаметром 8 мм у зоні стиснення. Деякі зразки були покриті антикорозійною смолою епоксидної для захисту від корозії.

Властивості матеріалу.

Бетон, використаний у цьому дослідженні, було поставлено місцевим виробником бетону. У бетонній суміші використовували звичайний портландцемент М400Д20, пісок фракцією 0-5 мм та ПГС фракцією 5-20 мм. Вагові пропорції бетонної суміші були наступними (співвідношення цемент/пісок/гравій/ВЦ: 1/1,98/2,8/0,55). Пропорції бетонної суміші були однаковими всім зразків. Міцність на стиск у віці 28 діб складала в середньому 40 МПа з відповідними стандартними відхиленнями 1,5 МПа.

Навантаження було виконане за допомогою завантаження конструкції підручними матеріалами.

Тріщини, спричинені навантаженням, утворюються у напрямку, перпендикулярному нейтральній осі балки. Ширина тріщини становила в середньому 0,15 мм, тоді як середня відстань між тріщинами становила приблизно 100 мм.

Після впливу корозії зразки були випробувані визначення несучої здатності. Навантаження прикладали поетапно.

Корозійні тріщини утворюються в напрямку, паралельному корозію сталевих арматурних стрижнів. Перша видима корозійна тріщина спостерігалася в середньому приблизно через 5 років. Коли зразки завантажувалися під час корозійного впливу, тріщини збільшували проникнення кисню та вологи до бетону.

1.4 Опис об'єкту

Об'єкт розташований у промзоні на обгородженій території і є одноповерховою поверховою цегляною нежитловою будівлею без підвалу, що має форму, наближену до квадрата з розмірами в плані 9,92 х 9,28 м з висотою поверху 3,55 м. По стінах першого поверху виконано надбудову другого поверху із бруса, висота другого поверху складає 2,9 м. Фото об'єкту наведено у додатку А.

При оцінці технічного стану будівлі встановлено:

Покрівля - виконана з хвилястого азбоцементного листа по дерев'яній решетці та кроквах.

На дерев'яних конструкціях осередків утворення грибка та інших ознак гниття не зафіксовано.

При огляді виявлено, що на окремих ділянках підкоси кроквяної системи не має міцного сполучення:

• брущаті стійки та кроквяні ноги спираються неповною поверхнею торцевих площин опор – зафіксовані зазори до 5 мм.;

• кріплення несучих конструкцій не виконано або виконано цвяхами, а не скобами та болтами, як це потрібно.

Виявлені недоліки кроквяних конструкцій не відповідає вимогам ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев`яні конструкції. Основні положення».

Несучі та огороджувальні конструкції:

• Наскрізні щілини.

• Не щільне примикання торців конструкцій, що сполучаються.

• Зазор у стиках перевищує 1 мм.

Прогинів та деформацій несучих конструкцій у ході огляду не зафіксовано.

Покрытие асбоцементного листа сплошное, протечек с внутренней стороны не зафиксировано.

Висновки: У цілому нині стан конструкції покрівлі оцінюється як «працездатне», потрібно зробити посилення вузлів кріплення дерев'яних конструкції кроквяної системи.

Конструкції несучих стін.

Зовнішні стіни першого поверху будівлі цегляні, оштукатурені з обох боків.

Товщина стінок разом зі штукатурним шаром становить 600 мм.

При зовнішньому огляді стін зафіксовано наявність косих тріщин у розі будівлі, шириною до 3 мм. (Додаток А, фото 2,4 – 6).

Інших деформацій не зафіксовано.

На ділянках спирання дерев'яних конструкцій сходів зафіксовано безпосереднє примикання дерев'яних конструкцій до цегляної кладки (Додаток А, фото 3); що не відповідає вимогам ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» - При контакті дерев'яних конструкцій із цегляною кладкою, ґрунтом, монолітним бетоном тощо. до початку монтажу необхідно виконати передбачені проектом ізоляційні роботи.

Стан конструкції цегляних стін оцінюється як «працездатний», проте необхідно провести ремонт цегляної кладки.

На ділянці спирання дерев'яних стін другого поверху на цегляні стіни виконано цегляний пояс, площина якого виступає над площиною стін першого та другого поверху.

Під час огляду стін під поясом зафіксовано наявність потік, що утворюються внаслідок замочування цегляного поясу атмосферними опадами (Додаток А, фото №6).

ля запобігання замочуванням цегляних стін першого поверху необхідно

виконати відливи або збільшити карнизні звіси даху.

На другому поверсі стіни виготовлені з дерев'яного бруса перетином 150х150 мм по периметру цегляних стін першого поверху.

З зовнішності дерев'яні стіни другого поверху захищені панелями ПВХ (сайдинг). Стіни бруса з простими горизонтальними швами зі з'єднанням брусів у підлогу дерева із встановленням шипів.

При контролі двометровою рейкою стінок відхилень від вертикалі не зафіксовано. Стан конструкції несучих стін другого поверху оцінюється як справний.

Висновки: Стан конструкції несучих стін першого та другого поверхів оцінюється як «працездатний».

Перекриття першого поверху.

Виконано із збірних залізобетонних плит.

Спирання перекриття здійснюється на несучі стіни. Т

ріщин та прогинів плит перекриття не зафіксовано.

Для забезпечення проходу в надбудовані приміщення другого поверху в підсобному приміщенні № 1 демонтовано дві частини поперечних плит перекриття довжиною 1,7 м.

Елементи плити перекриття, що залишилися, спираються на несучу цегляну стіну (Додаток А, фото № 7, 8).

Перекриття другого поверху виконані з дерев'яних конструкцій розміром 150х50 мм, з кроком 1 м.

Під час огляду прогинів та інших деформацій перекриття не зафіксовано.

Висновок: Стан перекриттів оцінюється як справний.

Основи та фундаменти будинку.

Є суцільною бутобетонною стрічкою.

Тріщин та інших ознак осадових деформацій у конструкціях фундаменту будівлі не зафіксовано (Додаток А, фото №9-11).

При огляді вимощення зафіксовано наявність тріщин та підняті кромки, що є порушенням цілісності бетонної конструкції та не відповідає вимогам ДБН Б.2.2-5:2011 Благоустрій територій, всупереч яким вимощення до цоколя

будівлі примикають не щільно.

Цілісність вимощення будівель впливає на збереження та довговічність конструкцій фундаментів та підлог виконаних по грунту.

Висновок: Стан конструкції фундаменту оцінюється як «працездатний».

1.5 Розрахунок величини фізичного зносу

Розрахунок величини фізичного зносу проводиться з урахуванням віку та даних візуального огляду.

Оцінка ступеня фізичного зносу конструктивних елементів та будівлі в цілому проводилася відповідно до правил оцінки фізичного зносу житлових будівель та методика визначення фізичного зносу цивільних будівель з точністю до 5-10%.

На момент дослідження при зіставленні ознак фізичного зносу характеристикам технічного стану укрупненої шкали фізичного зносу технічний стан будівлі оцінюється як «добре», фізичний знос при укрупненому розрахунку становить не більше 20%.

На підставі даних, отриманих у результаті проведеної експертизи, технічний стан несучих та огороджувальних конструкцій будівлі, відповідно до положень ДСТУ 9273:2024 «Настанова щодо обстеження будівель та споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість», оцінюється як працездатне – тобто. деякі з оцінюваних характеристик не відповідають вимогам норм і стандартів, але при цьому дефекти не призводять до порушення працездатності, і здатність, що несе, забезпечується.

Збереження даної адміністративної будівлі не порушує права та інтереси інших осіб, що охороняються, і не створює загрози життю та здоров'ю громадян. Критичних дефектів не зафіксовано.

ідповідно до методики визначення фізичного зносу цивільних будівель технічний стан будівлі оцінюється як – «хороший».

В даний час безпечна експлуатація будівлі, з урахуванням її технічного

стану, можлива.

Для приведення технічного стану в справний рекомендуємо виконати наступні ремонтні роботи:

- виконати посилення елементів кроквяної системи конструкцій даху;

- відновити гідроізоляційне покриття дерев'яних конструкцій;

- виконати ремонт ділянок цегляної кладки, що мають незначний обсяг пошкоджень;

- встановити відливи по периметру цегляного пояса чи збільшити карнизні звіси даху;

- відновити вимощення.

1.6 Висновки до розділу 1

1. Постійне навантаження, яке відповідало приблизно 60% максимального навантаження балки, призвело до ширини розкриття тріщини 0,15 мм та середньої відстані між ними 100 мм.

2. Наявність навантаження та пов'язаних з нею тріщин під час корозійної дії прискорила поява першої видимої корозійної тріщини.

3. Час від початку корозії до корозійного розтріскування зменшився приблизно на 44%, коли балки піддавалися корозії під дією постійного навантаження.

4. Швидкість збільшення ширини корозійної тріщини для навантаженої конструкції була приблизно на 22% вище, ніж незавантаженої протягом одного року впливу корозії. Потім швидкість знижувалася і була майже однаковою як для завантажених, так і незавантажених балок, поки випробування не закінчилося через 5 років. Максимальна ширина корозійної тріщини, виміряна в балках, схильних до корозії без навантаження, становила 0,9, 1,2, 2,3 і 2,9 мм при випробуванні через 2; 2,5; 3,5; 4 та 5 років після початку експлуатації.

5. Корозія сталевої арматури знизила несучу здатність балок. Зменшення міцності балки було майже пропорційно зменшенню площі поперечного перерізу сталі через корозію.

6. Наявність тріщин через постійне навантаження дещо збільшило зниження втрати маси сталі і, отже, зниження міцності балки протягом перших 3 років дії корозії.

РОЗДІЛ 2
АНАЛІЗ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ НА ДИНАМІЧНИЙ ВПЛИВ ЗА ВІТЧИЗНЯНИМИ ТА МІЖНАРОДНИМИ СТАНДАРТАМИ

У великих містах є тенденція виділяти перший поверх висотних будівель для паркування чи зони громадського обслуговування. Таке рішення набуло популярності у всьому світі, особливо в містах, де вартість землі непомірна або де земля є дефіцитною. Таке завдання зазвичай вирішується шляхом видалення зовнішніх стін, які оточують будинок, таким чином знижуючи жорсткість і створюючи так званий «м'який поверх». При цьому м'який поверх може бути розташований у середні. Перебувають у сейсмічно активній зоні, тому стає актуальним завданням перевірка надійності у сейсмічних умовах. Крім того, зазвичай фасади будівель заповнюють цегляною або кам'яною кладкою з пористого бетону, тому завдання сейсмічної оцінки стає ще актуальнішим. Відповідно до іноземних нормативних вимог IBC 2003 [33], м'який поверх визначається як поверх, в якому бічна жорсткість становить менше 70 відсотків від значення над ним.

Будівельні норми та правила, а також інженерна практика практично не регламентують конструктивне моделювання. Тривимірні моделі з комплексним сейсмічним аналізом досі є обов'язковою практикою. Це незважаючи на те, що 2D моделі є у кращому випадку приблизними. Колони в м'якому поверсі схильні до особливих впливів у зв'язку з тим, що верхня структура поводитиметься як один жорсткий блок, який сприймає більшу частину бічних сил. Це відбувається в результаті поглинання енергії, яке відбувається в нижній гнучкій частині будівлі з невеликим поглинанням у жорсткій частині вище. Концентрація сил та вимоги до поглинання енергії роблять конструкцію таких елементів дуже сприйнятливою за своєю природою.

Поведінка будь-якої конструкції, включаючи її усунення, є функцією від її сейсмічних властивостей, а саме її маси та жорсткості. Основним індикатором

у цьому випадку є масив модальних частот і форм мод, які, у зв'язку з характером збудження землі, визначають структурний відгук, що виникає. Конструктивні рішення каркаса можуть відрізнятися за формою, формою та розподілом маси як у бічному, так і у вертикальному напрямках. У деяких будинках, відповідно до місцевих нормативних актів, також повинні мати різкі вертикальні збої. Як прямий результат всього цього, сили розподіляються нерівномірно, а напруги та прогини ніколи не бувають однаковими, і можуть суттєво відрізнятися за величиною.

Це наголошує на необхідності ретельного дослідження. Таким чином, елементарний аналіз двовимірних моделей або навіть неповний аналіз тривимірних моделей може призвести до помилкових результатів.

Експертиза проводилася методом вимірювального контролю за якістю виконаних робіт.

2.1 Опис розрахункових моделей

Вибрано семиповерхову симетричну залізобетонну конструкцію (Рисунок 2.6). На кожному поверсі по дві житлові одиниці зі сходами між ними. Перший поверх будівлі – це стоянка. Будівля складається із залізобетонного каркасу із заповненням кладки стін. Для простоти передбачається, що колони у всіх вибраних моделях жорстко закладені в основі, оскільки вплив типу фундаменту не є предметом справжнього дослідження.

Будівля розташована в сейсмічному районі (м. Мукачево), із зазначенням розрахункової сейсмічної інтенсивності в балах шкали MSK-64 для середніх ґрунтових умов та трьох ступенів сейсмічної небезпеки - А (10%), В(5%), С(1%) протягом 50 років 6, 6 та 8 балів відповідно. Для цілей даної презентації поточне навантаження приймається 3 кН/м^2, а навантаження на підлогу при обробці підлоги приймається рівною 1,5 кН/м^2. Вітрове навантаження не враховується, оскільки воно не має відношення до передбачуваного дослідження. У дослідженні прийнято спектр відгуку за європейськими

стандартами IBC 2003 з коефіцієнтом демпфування 5%. Розрахункове прискорення спектрального відгуку при короткому періоді Sds протягом одного секунди Sd1 передбачається рівним 0,333g і 0,133g відповідно. Вага блоку для бетону та кам'яної кладки приймається рівним 25 кН/м^3 та 20 кН/м^3 відповідно. Модуль пружності бетону приймається рівним 28500 МПа, а модуль кладки - 3500 МПа. Коефіцієнт Пуассона як бетону, так кладки приймається рівним 0,2. Загальна висота будівлі – 21 метр, довжина – 21 метр, ширина – 12 метрів. Загальне компонування підтримується якомога більш симетричною та регулярною, щоб зосередити увагу на ефекті розподілу стінки заповнення.

Під регулярною структурою розуміється та, у якій існує мінімальний зв'язок між бічними зміщеннями та обертаннями, пов'язаними з нижчими частотами системи. Численні моделі побудовані з використанням Ansys.

Досліджено дев'ять чисельних різних моделей (Рисунок 2.1-2.5); вони розрізняються за розподілом стін заповнювача та властивостями матеріалу стінки. Моделі описуються так:

Модель 1: Гола рама для всіх рівнів

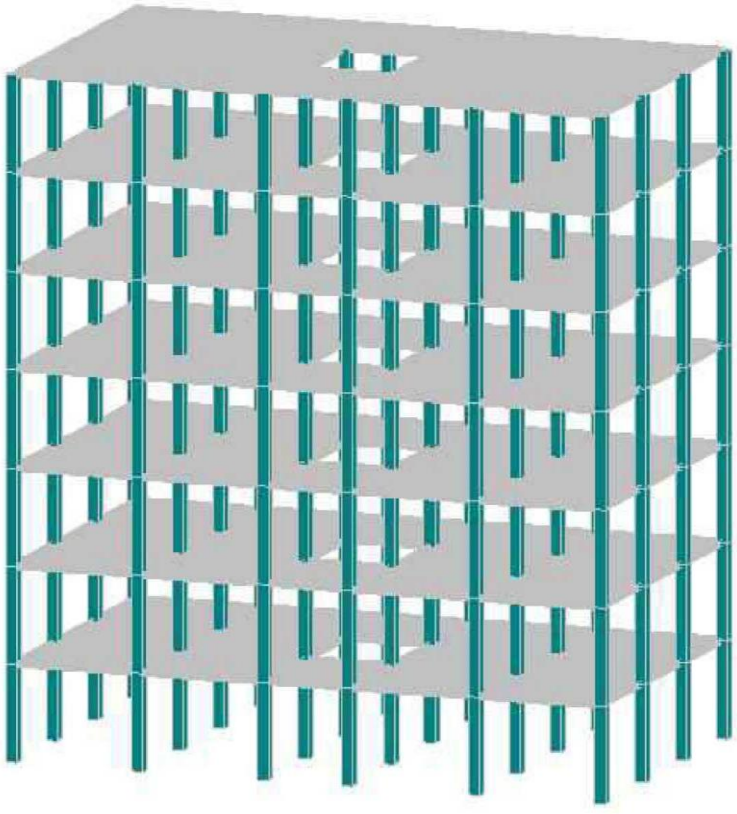


Рисунок 2.1 – Принципова схема № 1

Модель 2: стіни із заповненням 15 см на всіх рівнях, але на рівні м'якого поверху стіни не включені. Віконні отвори передбачаються невеликими, тому ними нехтують.

Модель 4: Те ж, що у 2, але посилені стіни включені, щоб діяти як стіни діафрагми жорсткості.

Модель 5: Те саме, що і в 2, але колони першого поверху зроблені значно жорсткішими (60 х 60 см).

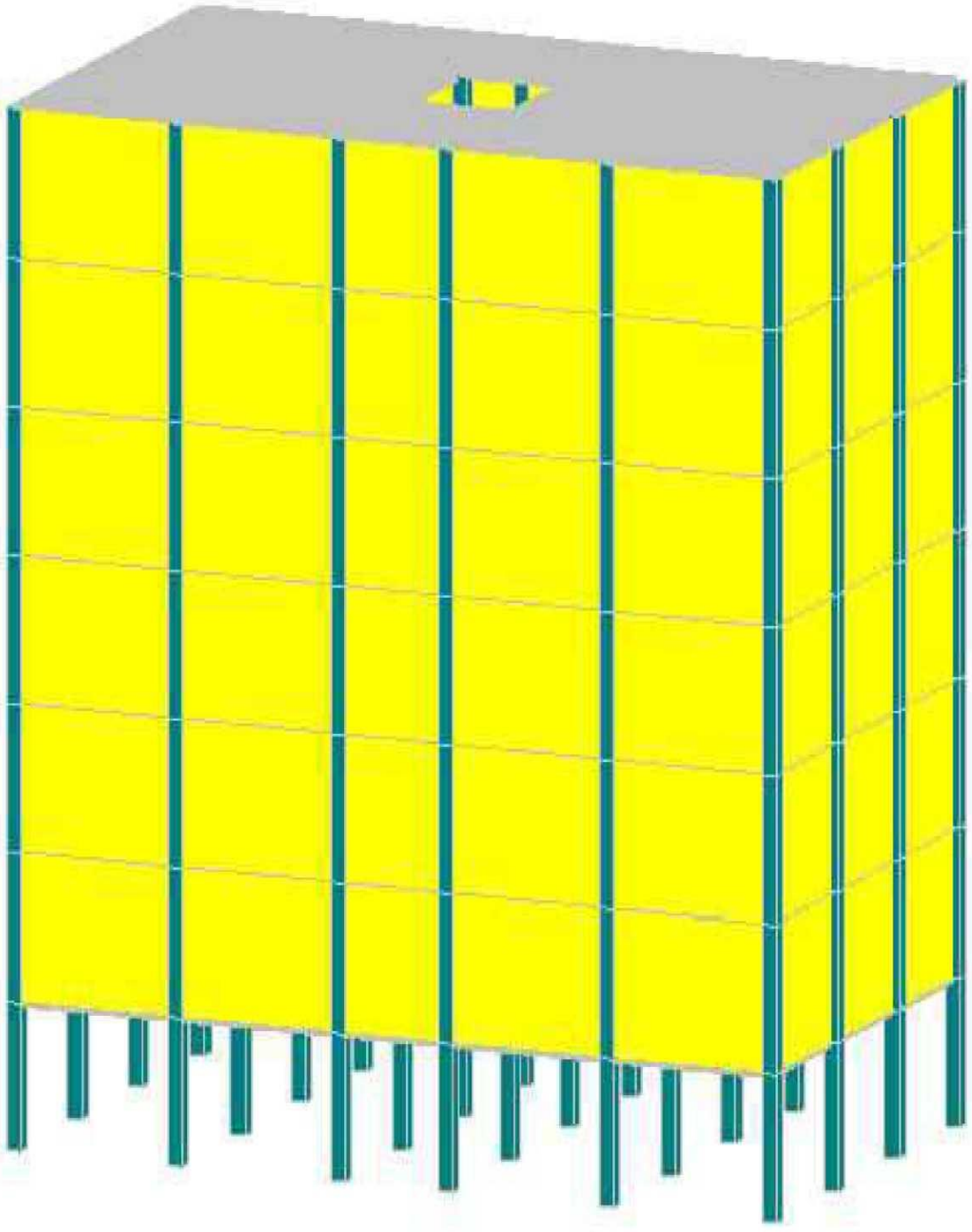


Рисунок 2.2 – Принципова схема № 2,4,5

Модель 3: 15 см заповнити неармованих стін на всіх поверхах. На першому поверсі кілька бічних стінок.

Модель 7: Те саме, що й у 2, але на рівні м'якого поверху введено стіну діафрагми жорсткості, що відповідає серцевині у чотирьох напрямках.

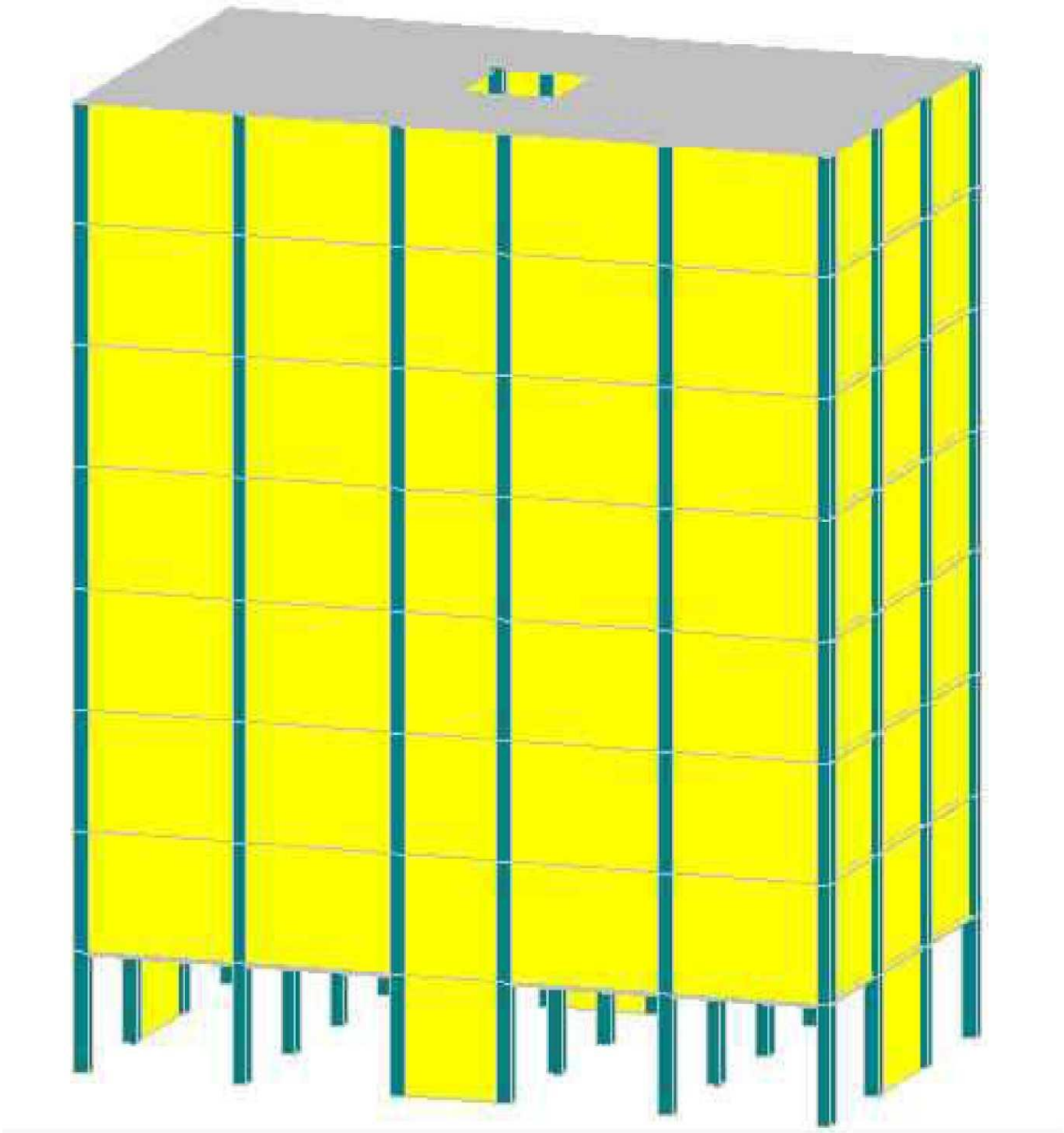


Рисунок 2.3 – Принципова схема № 3,7

Модель 6: Те ж, що і на фіг.2, але в поперечному напрямку є одна стіна діафрагми жорсткості в м'якому поверсі, дві стіни діафрагми жорсткості у вищеописаному поверсі і три стіни діафрагми жорсткості на третьому поверсі, у той час як у довгому напрямку м'який поверх має одну стіну діафрагми жорсткості другий поверх має три стіни діафрагми жорсткості, а третя має 5 стін діафрагми жорсткості. Таким чином, уявляючи поступове збільшення жорсткості.

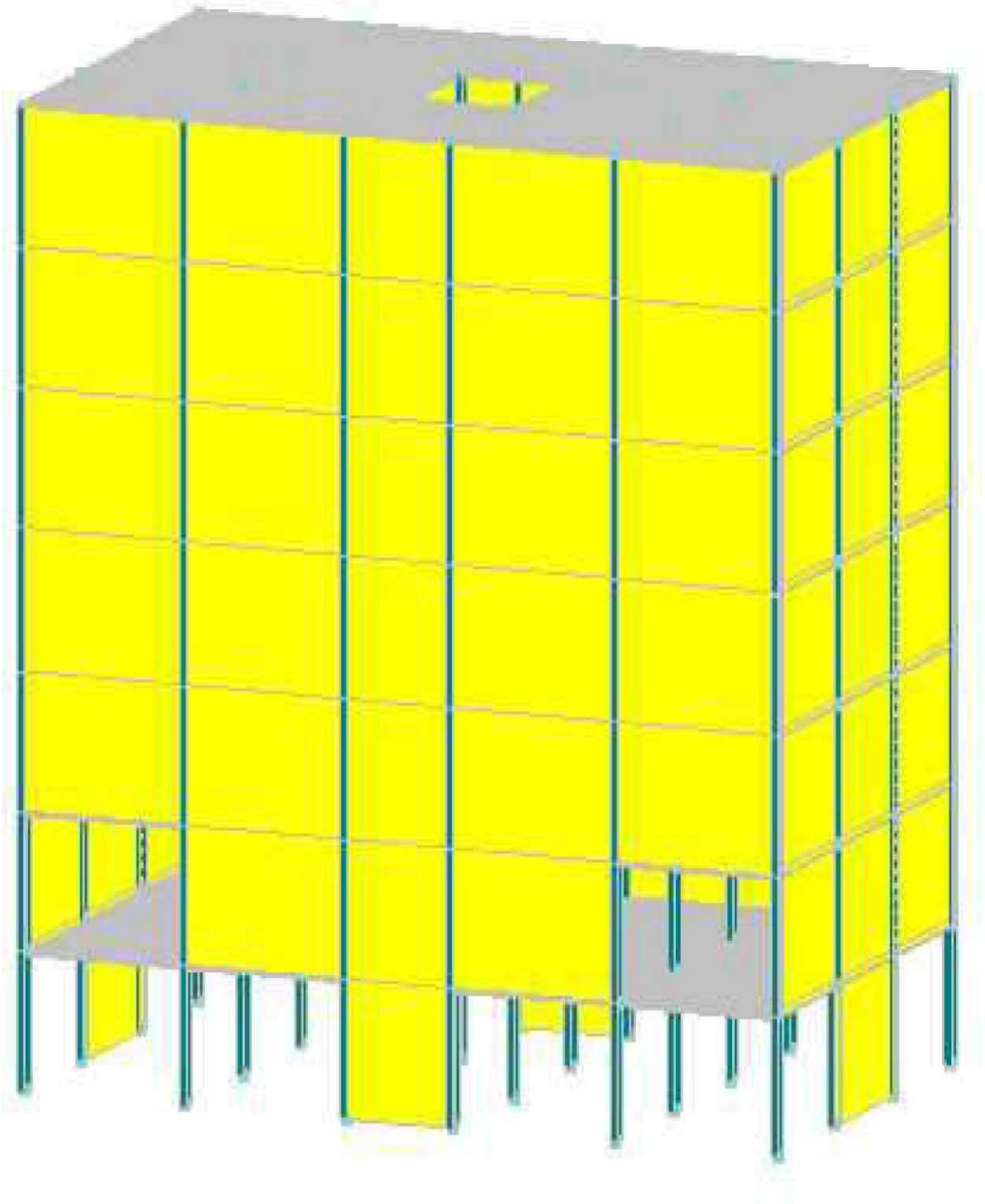


Рисунок 2.4 – Принципова схема № 6

Модель 8: Те саме, що в 1, але введення шахти ліфта із залізобетонної стіни 20 см у чотирьох напрямках у центральній частині будівлі.

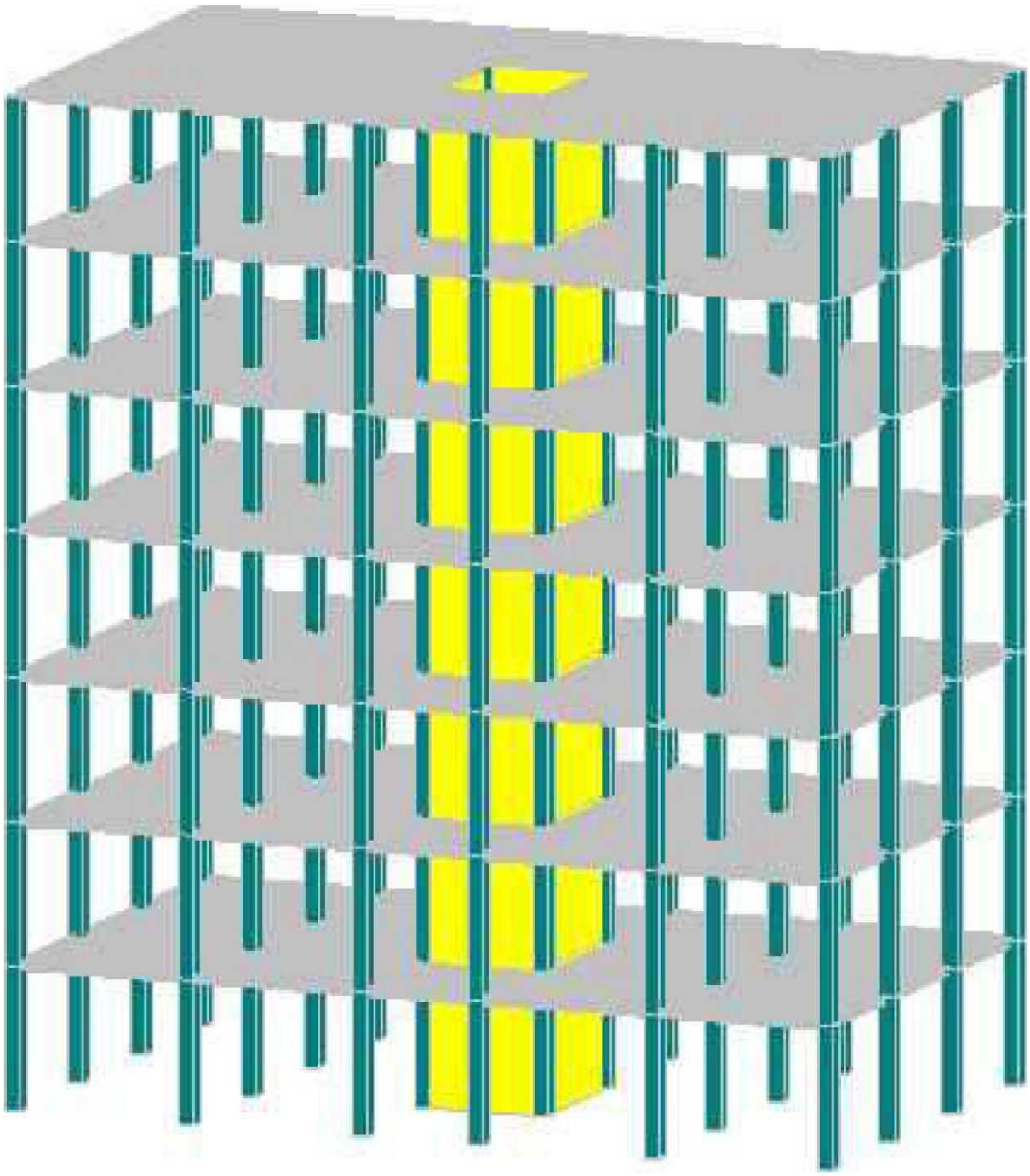


Рисунок 2.5 – Принципова схема № 8

Модель 9: Те ж, що 4, але додаткові стіни - це посилені стіни, але з кам'яним облицюванням. Камені додають масу без значного збільшення жорсткості.

Завданням дослідження є аналіз поведінки каркасу і визначити методологію проектування конструкцій з м'яким поверхом. У ньому також робиться спроба вказати схему, яка вводить збалансований розподіл стін панелей між першим поверхом та нижнім м'яким поверхом, щоб уникнути різких змін у жорсткості, які серйозно впливають на жорсткість.

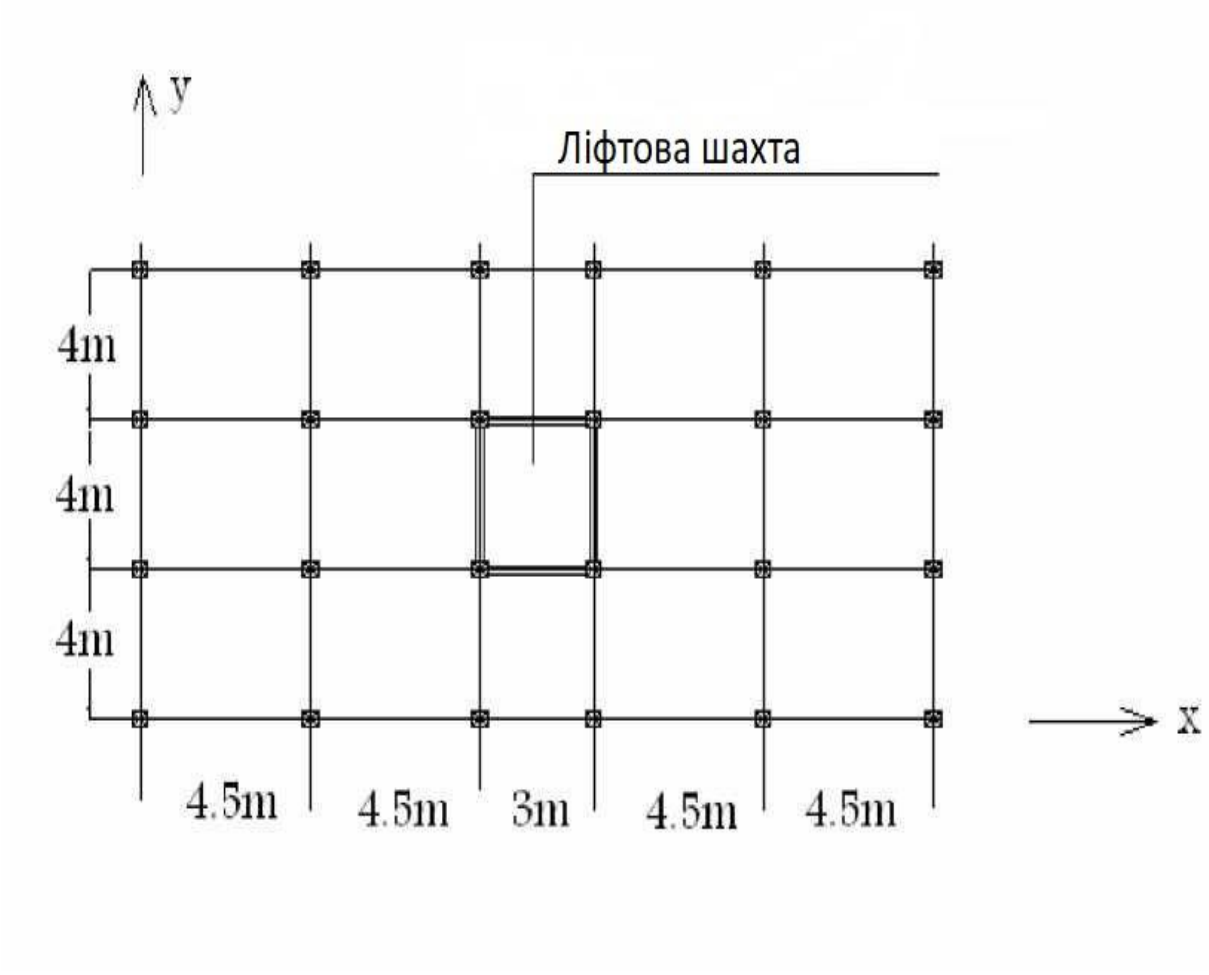


Рисунок 2.6 - Схема поверхів

При побудові різних чисельних моделей, крім моделі 5, передбачається, що це колони мають квадратне поперечний переріз 40 х 40 див; суцільні плити та стіни моделюються як елементи пластини товщиною 20 см, що спираються на нерозрізних балках перерізом 40 х 40 см. Балки та колони моделюються як елементи рами. Плити та стіни моделюються як елементи пластини.

Сходи моделюються як частина системи даху або підлоги будівлі. Це зроблено для того, щоб усунути будь-яке наведене скручування та зберегти конструкцію максимально симетричну. Крім того, моделюються лише елементи, що мають першорядне значення для структурної поведінки.

Віконні отвори передбачаються малими по відношенню до загальної площі стін, тому вони не включені, оскільки вони не мають помітного впливу на загальну поведінку конструкції. Опори з урахуванням призначаються жорсткими заделками.

Оскільки повний проект не є метою дослідження, то розрахунок проведено без урахування тріщиностійкості. Конструкційний матеріал передбачає ізотропність та лінійність. Цегляні стіни без арматурних стрижнів моделюються як такі, що сприяють збільшенню маси конструкції і не забезпечують пластичності. Відповідна сітка всіх елементів оболонки була створена задля забезпечення збіжності рішення.

2.2 Результати та обговорення

У таблиці 2.1 показано порівняння перших трьох модальних періодів, напрямі та масового коефіцієнта участі, отриманих у результаті аналізу чисельних моделей. Зрозуміло, що кодове вираження для періоду робить різниці між значеннями періоду у різних напрямах.

Порівнюючи модель 4 з моделлю 9 легко помітити, що додавання кам'яної стіни збільшило період вібрації, таким чином зменшило відповідну основну частоту. Це з помітним збільшенням маси без ефективного збільшення жорсткості.

Таблиця 2.1 - Табличне порівняння основних періодів для вибраних моделей

% моделі	1 модальний період			2 модальний період			3 модальний період		
	T (с)	Напрям	Масовий коефіцієнт участі	T (с)	Напрям	Масовий коефіцієнт участі	T (с)	Напрям	Масовий коефіцієнт участі
1	0.90	Uy	0.83	0.88	Ux	0.83	0.79	Rz	0.83
2	0.56	Uy	0.94	0.49	Ux	0.98	0.43	Rz	0.99
3	0.48	Uy	0.88	0.41	Ux	0.94	0.30	Rz	0.95
4	0.47	Uy	0.99	0.43	Ux	0.99	0.39	Rz	0.99
5	0.44	Uy	0.85	0.35	Ux	0.90	0.29	Rz	0.94
6	0.36	Uy	0.79	0.35	Rz	0.98	0.31	Ux	0.85
7	0.41	Uy	0.77	0.32	Ux	0.84	0.22	Rz	0.83
8	0.53	Ux	0.73	0.50	Rz	0.86	0.45	Uy	0.73
9	0.50	Uy	0.99	0.46	Ux	0.99	0.43	Rz	0.99

Модель 1 найбільш нереалістична, але найбільше часто приймається проектувальниками, має найбільше відношення маси до жорсткості, отже, найбільший період. Це забезпечує майже рівні періоди в обох напрямках із коефіцієнтом участі маси 0,83 для перших трьох мод. Потрібні додаткові

розрахунки для досягнення необхідного коефіцієнта масової участі 90%. У той час як посилені стіни надають істотної жорсткості конструкції, звичайні перегородки надають невеликої жорсткості. Показано, що посилені стіни заповнення у верхніх поверхах у поєднанні з деякими бічними посиленими стінами на першому поверсі забезпечують кращу альтернативу з точки зору сильної вібрації.

2.2.1 Порівняння бічних зсувів

Для полегшення порівняння бічної деформації обраних систем для перших восьми моделей побудовано графіки зміщення рівня поверху в поздовжньому та поперечному напрямках залежно від висоти, причому всі вони нанесені на один графік. Вони представлені рисунку 2.7 і рисунку 2.8.

Видно, що модель 1 має найбільше усунення. Отже, вона має найменшу жорсткість. Перше зміщення поверху, яке є найбільш різким, показано в моделях 2, 3 і 4, після чого слідує плавний розподіл зсуву. Це моделі з м'яким поверхом та нерегулярним розподілом жорсткості. Профілі зсуву Гентлера для всіх моделей позначені в моделях з рівномірним розподілом жорсткості, таких як моделі 5, 6 та 7. Модель 8 повторює модель 1, але з меншою кількістю зміщень.

Моделі 1 і 8 мають майже лінійну зміну зсуву, на відміну від інших моделей, маючи на увазі, що припущення про лінійну зміну зсуву прийнятне тільки в тому випадку, якщо переважає рівномірний розподіл жорсткості по висоті будівлі. Модель 6 має невелике зсув першого поверху приблизно на 15% порівняно з моделлю 3.

Це означає, що критичне зміщення може бути ефективно зменшено, якщо жорсткість першого поверху буде наведена в межах попередньої моделі. Аналогічний висновок проявляється з профілів усунення в поздовжньому напрямку будівлі.

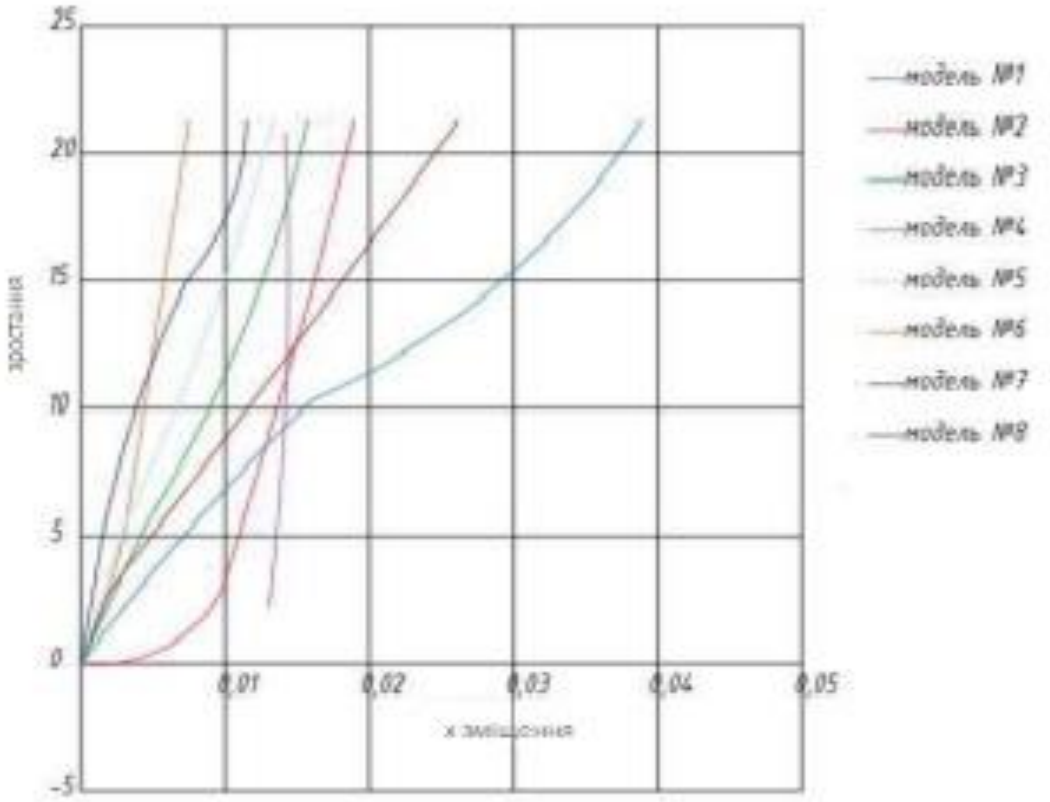


Рисунок 2.7 - Зміщення у поперечному напрямку по відношенню до висоті (одиниці в метрах)

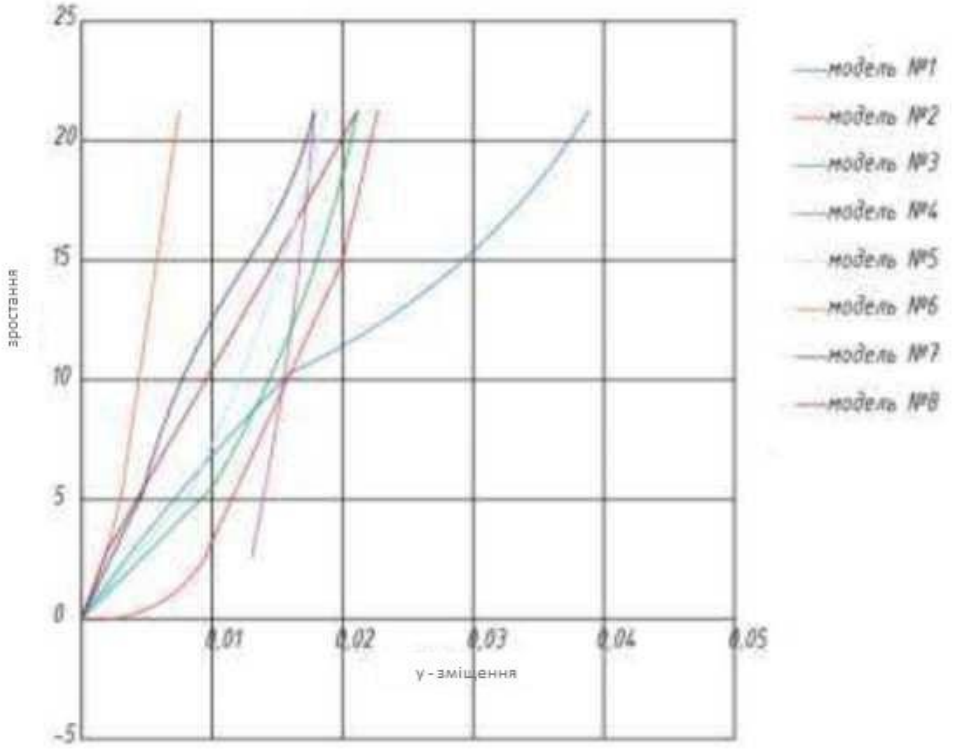


Рисунок 2.8 - Зміщення у поздовжньому напрямку по відношенню до висоти (одиниці в метрах)

2.2.2 Порівняння внутрішніх зусиль

Для повноти аналізу доцільно порівняти моментні та поперечні зусилля у будівельних колонах м'якого поверху у всіх моделях. Гістограми рисунок 2.9 і рисунок 2.10 показують відповідні значення. Аналіз графіків показує, що немає істотної різниці у поведінці між поздовжнім та поперечним напрямками щодо розподілу сили діафрагми жорсткості (рисунок 2.9 – 2.11). Осьові сили, проте, трохи більше у поперечному напрямку, ніж у поздовжньому напрямку.

Модели со 2 по 7 почти одинаковы в увеличении потребности в силе по сравнению с моделью 1. Однако с включением лифтовой шахты на первом этаже усилие диафрагмы жесткости для колонн значительно снижаются.

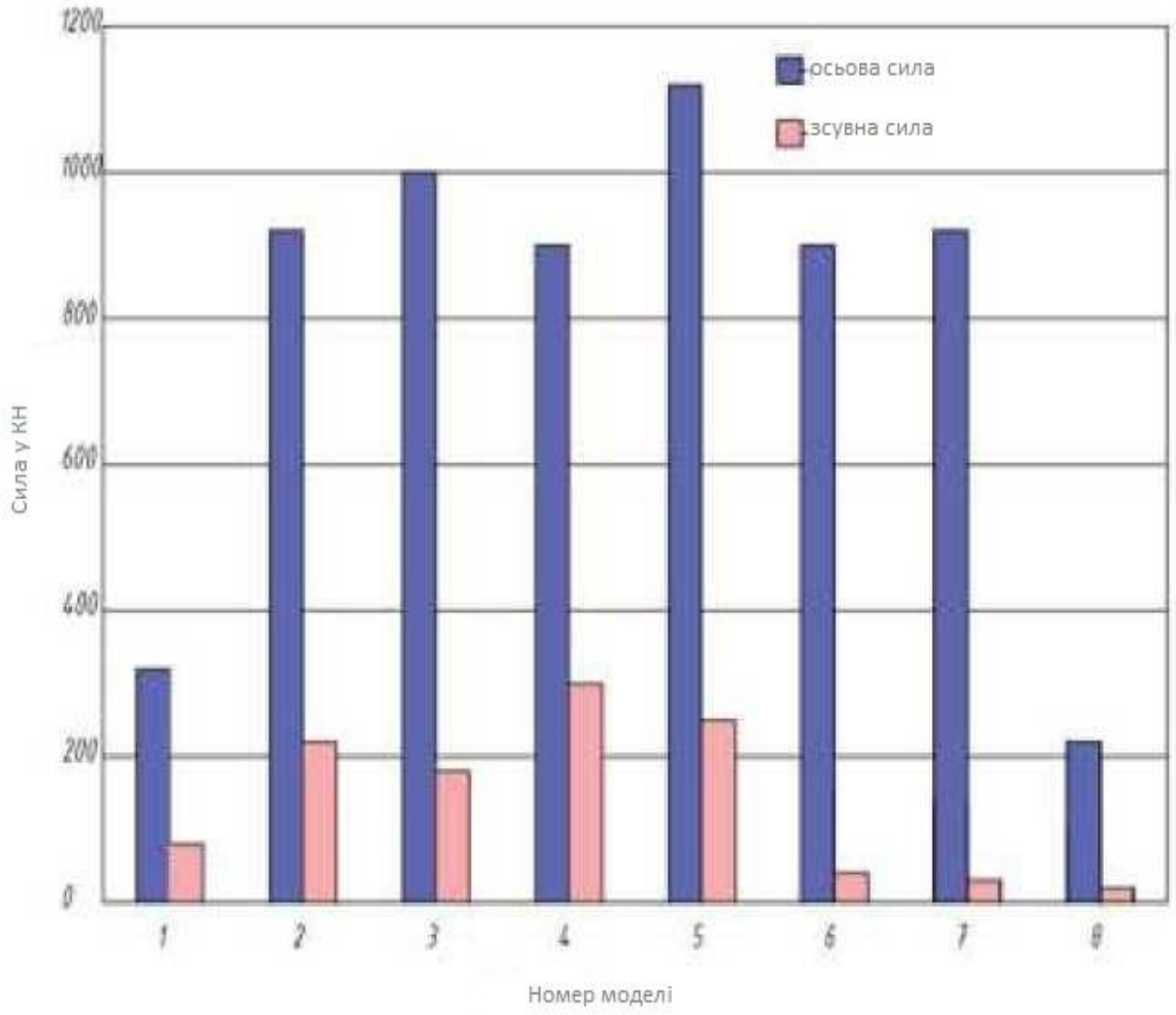


Рисунок 2.9 - Зусилля в типовій кутовій колоні на першому поверсі в напрямку x

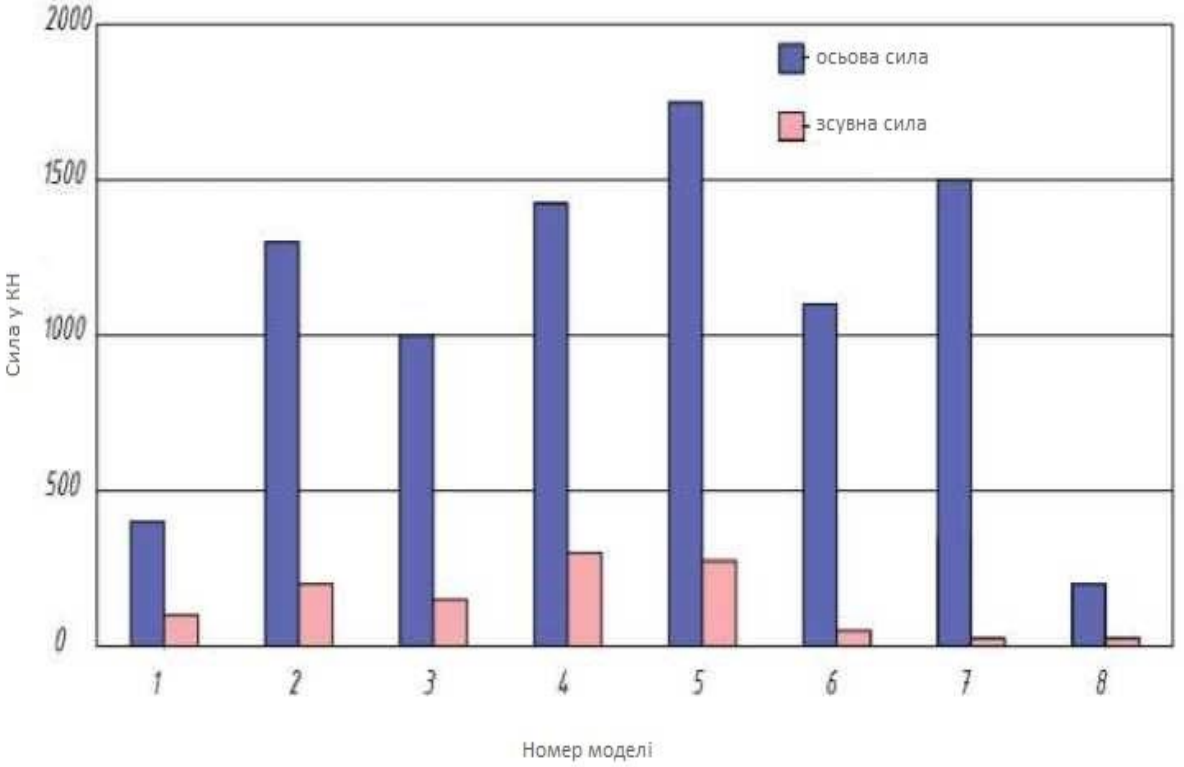


Рисунок 2.10 - Зусилля в типовій кутовій колоні на першому поверсі у напрямку у

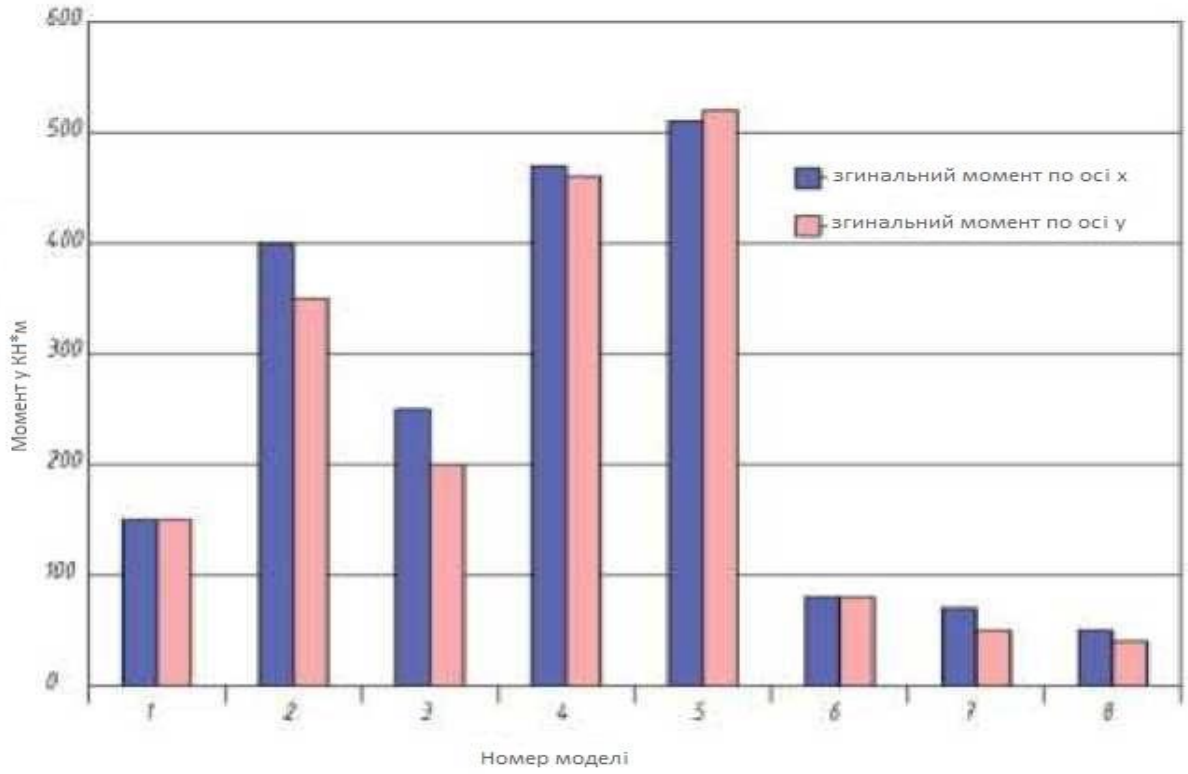


Рисунок 2.11 - Згинальний момент у кутовій колоні в поперечному та поздовжньому напрямках

2.3 Китайський код GB50010-2010 та Eurocode 2: відмінності та подібності у проектуванні залізобетонних конструкцій

Основна увага приділяється порівнянню двох кодів щодо кінцевого граничного стану (ULS) та межі працездатності, стан (SLS), а також вимоги до довговічності. Крім того, специфікації матеріалів з використанням обох кодів щодо кривих напруги-деформації, класів міцності тощо.

Багато країн, у тому числі й Україна, приймають Єврокоди як стандарти проектування залізобетонних конструкцій, на додаток до європейських країн та Великобританії для своїх національних місцевих проектів. Деякі китайські компанії, що працюють над міжнародними проектами, також використовують єврокоди як зразок. Тим не менш, через відмінності в районах будівництва, проекти для єврокодів і китайських кодів випливають аналогічно, але різним рекомендаціям. Крім того, Єврокод вважається щодо передовим стандартом проектування та широко застосовується (у тому числі в Європі та деяких країнах Африки та Азії). Отже, порівняння стандартів проектування з використанням двох кодів становить інтерес для інженерів-практиків, які працюють у міжнародних проектах. Надається огляд конкретного проекту для відповідних кодів як у Китаї, так і в Європі, з акцентом на порівняння двох стандартів у частині проектування бетонних конструкцій (EN1992-1-1 та EN1992-2 для Eurocode та GB50010-2010 для Китайського стандарту) [34] .

2.3.1 Довідкова інформація про GB50010-2010

GB50010-2010, як правило, розробляється на основі вимог, викладених у «Єдиному стандарті проектування надійності інженерних споруд» (GB 50153) та «Єдиному стандарті проектування надійності будівельних конструкцій» (GB 50068) [34]. Код GB50010-2010 призначений для двох цілей. Перша мета полягає у забезпеченні економічної політики та національних методів проектування бетонних конструкцій у Китаї, а друга мета полягає в тому, щоб гарантувати, що конструкції мають бути розумно спроектовані (у першому випадку вони

задовольняють вимогам безпеки, а у другому – економічно вигідні) та, отже, задовольняють вимогам сталого розвитку.

Загалом кодекс може використовуватися для проектування звичайних залізобетонних, простих бетонних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій, що використовуються у цивільних та промислових будівлях. Проте спеціальні бетонні конструкції та легкі збірні бетонні конструкції потребують додаткових обговорень [34].

GB50010-2010 включає одинадцять розділів:

1 Загальні засади;

2 Терміни та символи;

3 Загальні вимоги;

4 Матеріали;

5 Структурний аналіз;

6 Кінцевий режим граничних станів;

7 Перевірка граничних станів працездатності;

8 Деталізуючі вимоги;

9 Основні вимоги для конструктивних елементів;

10 Елементи із попередньо напруженого залізобетону;

11 Сейсмостійкі конструкції із залізобетонних конструкцій.

Як правило, вимоги до детального дизайну зосереджені від третього розділу до одинадцятого розділу, і ці частини будуть вказані для порівняння з єврокодом.

2.3.2 Довідкова інформація щодо єврокодів

Єврокоди складаються із десяти європейських стандартів із зазначенням правил проектування конструкцій у Європейському Союзі (ЄС). Ці стандарти були розроблені Європейським комітетом зі стандартизації відповідно до вимог Європейської комісії [35]. Загалом Єврокод призначений для досягнення трьох основних цілей: засіб для підтвердження відповідності вимогам для механічної міцності, стійкості та безпеки при пожежі встановлюється законом

Європейського Союзу [36].

Таким чином, Єврокоди замінюють існуючі національні будівельні норми, опубліковані національними органами стандартизації, хоча в багатьох країнах був перехідний період. Крім того, очікується, що кожна країна випустить Національний додаток до Єврокодів для конкретної країни (наприклад, Національний додаток Великої Британії).

Таблиця 2.2 - Зміст єврокодів

Стандартний ID	Найменування коду	Стисло
EN1990	Єврокод 0-Основа проектування конструкцій	EC0
EN1991	Єврокод 1-Дія на конструкції	EC1
EN1992	Єврокод 2-Проектування бетонних конструкцій	EC2
EN1993	Єврокод 3-Проектування сталевих конструкцій	EC3
EN1994	Єврокод 4-Проектування композитної сталі та бетонні конструкції	EC4
EN1995	Єврокод 5-Проектування дерев'яних конструкцій	EC5
EN1996	Єврокод 6-Проектування кам'яних конструкцій	EC6
EN1997	Єврокод 7-Геотехнічний проект	EC7
EN1998	Єврокод 8-Проектування конструкцій для сейсмостійкості	EC8
EN1999	Єврокод 9-Проектування алюмінієвих конструкцій	EC9

Єврокод - це набір кодів, і під час процедури проектування кожен код зазвичай повинен мати перехресні посилання. У таблиці 4 наведено ідентифікатори різних єврокодів. У Єврокодах EC0, EC1, EC7 та EC8

розглядаються загальні конструкції, а решта кодів використовується для конструкцій зі спеціальними конструкційними матеріалами [35, 37-39].

2.4Порівняння властивостей матеріалів у GB 50010-2010 та EC2

2.4.1 Бетон

2.4.1.1 Порівняння міцності на стиск

У Єврокоді використовується двоіндексна форма, що позначає міцність бетону, наприклад, C40/50, де перше число - це значення характеристики міцності зразка бетонного циліндра з розміром 0150 мм, висотою 300 мм, а друге - значення міцності куба, зразок розміром 150*150 *150 мм. Формули EC2 прийняли міцність на стиск циліндра для проектування. Співвідношення між міцністю на стиск у циліндрі та еквівалентною кубічною міцністю на стиск становить: $f_{ck} \approx 0{,}8 f_{ck,cube}$. Характерна сила f_{ck} визначається як значення, що гарантує безпеку 95%, що однаково в обох кодах. У GB50010-2010 міцність бетону виражається однією величиною, такою як C50, яка представляє номінальну міцність на стиснення 50 МПа стандартного зразка куба з розміром 150*150*150 мм. GB50010-2010 також визначає міцність при осьовому стисканні стандартного зразка у формі призми розміром 150 x 150 x 300 мм як f_{ck}.

Порівняння типу зразка, що з цими кодами, наведено у таблиці 2.3. Відповідно до таблиці зразки, що використовуються у двох кодах, аналогічні.

Таблиця 2.3 – Стандартне значення міцності бетону на стиск у МПа.

Клас міцності		15	20	25	30	35	37	40	45	50
К О Д	EN	C12 /15	C16/ 20	C20/ 25	C25/ 30	-	C30 /37	-	C35/ 45	C40/ 50
	GB	C15	C20	C25	C30	C35	-	C40	C45	C50
f_{ck}	EN(циліндр)	12	16	20	25	-	30	-	35	40
	GB(призма)	10,0	13,4	16,7	20,1	23,4	-	26,8	29,6	32,4

f_{cd}	EN(α=1., γ_c=1,5)	8	10,67	13,33	16,67	-	20	-	23,33	26,67
	GB(f_c)	7,2	9,6	11,9	14,3	16,7	-	19,1	21,1	23,1
	Відсоткові відмінності	11,11	11,15	12,02	16,57	-	-	-	10,57	15,45

Основна відмінність GB50010-2010 те, що він не включає в себе конструкцію бетону з високим ступенем міцності $f_{ck,\ cube}$ = 85, 95 і 105 МПа.

Отже, китайський стандарт переважно концентрується на бетоні з низькою або нормальною міцністю. Крім того, варто відзначити, що визначення f_{ck} двох кодів різні, але якщо зразок має однакову форму, можна очікувати аналогічну міцність на стиск.

2.4.1.2 Міцність на стиск

Розрахункове значення міцності бетону на стиск, межа міцності при розтягуванні та відповідне характеристичне значення, наведене в EC2, є такими:

$$f_{cd} = (\alpha_{cc}\ f_{ck})/\gamma_c \qquad (2.1)$$

де γ_c - представляє частковий коефіцієнт міцності бетону, який становить 1,5 для постійного та перехідного стану, та приймають 1,2 для випадкової обставини;

α_{cc} являє собою коефіцієнт зменшення, що враховує тривалий ефект і несприятливий вплив на бетон, для умов стиснення та вигину цей коефіцієнт повинен дорівнювати 0,85, тоді як в інших умовах він повинен дорівнювати 1,0.

Китайський стандарт прийняв аналогічний метод для одержання міцності бетону. Однак значення вус трохи менше єврокоду. Для структурного проекту, згідно GB50010-2010, цей коефіцієнт повинен дорівнювати 1,4, а для мосту і дорожнього проекту відповідно до JTG D62-2004 це значення має дорівнювати 1,45 [34, 40].

Якщо взяти α_{cc} за 1 та γ_c=1.5, розрахункове значення стиснення двох стандартів буде показано в таблиці 2.3. Згідно з таблицею, китайський код має

менше розрахункове значення, в той час як зразок такий самий. Отже, GB 50010-2010 є більш консервативним, тоді як значення $\alpha_{cc} = 1$ та $\gamma_c = 1.5$ приймаються в структурах, розроблених відповідно до EC2.

Однак, якщо прийняти α_{cc}=0,85, розрахункові значення стиснення двох стандартів будуть близькі.

2.4.2 Арматура

Механічні властивості арматури також дуже важливі у залізобетонних конструкціях. Арматура не тільки забезпечує міцність на розтягування та міцність на стиск, але й змушує конструкцію задовольняти особливі вимоги деформаційних властивостей. Розміри та тип арматури, визначені в китайських кодах та єврокодах, аналогічні, але міцність різна. Сталевий стрижень, визначений у китайських кодах, охоплює низький, середній та високий рівень міцності, тоді як Єврокод не має низького рівня міцності та приділяє більше уваги посиленню середнього та високого рівня. Крім того, при тому самому рівні армування значення модуля пружності та характеристик межі плинності стали в китайському коді та єврокоді однакові, а для часткового коефіцієнта армування значення європейського коду становить 4,17%, що менше, ніж у Китайський код [36].

2.4.2.1 Порівняння міцності арматури

Класифікацію арматури вказано в GB 50010-2010 для Китаю, а деякі докладні специфікації можна знайти в EN10080-2005 для Єврокоду. Різновиди та характеристики стали відносно близькі для двох кодів [41]. Одним із найбільш важливих характерних параметрів сталевого стрижня є його характерна межа плинності fyk. EC2 визначає характеристична межа плинності fyk як стандартна межа плинності, поділена на номінальну площу перерізу арматури. Крім того, для сталевого стрижня без явної межі плинності як межі плинності може використовуватися напруга, що відповідає 0,2% залишкової

деформації, що аналогічно китайському коду. На рисунку 2.12 показані типові криві залежності напруги від деформації для сталевих стрижнів, а нормальна міцність сталі представлена втаблиці 2.4.

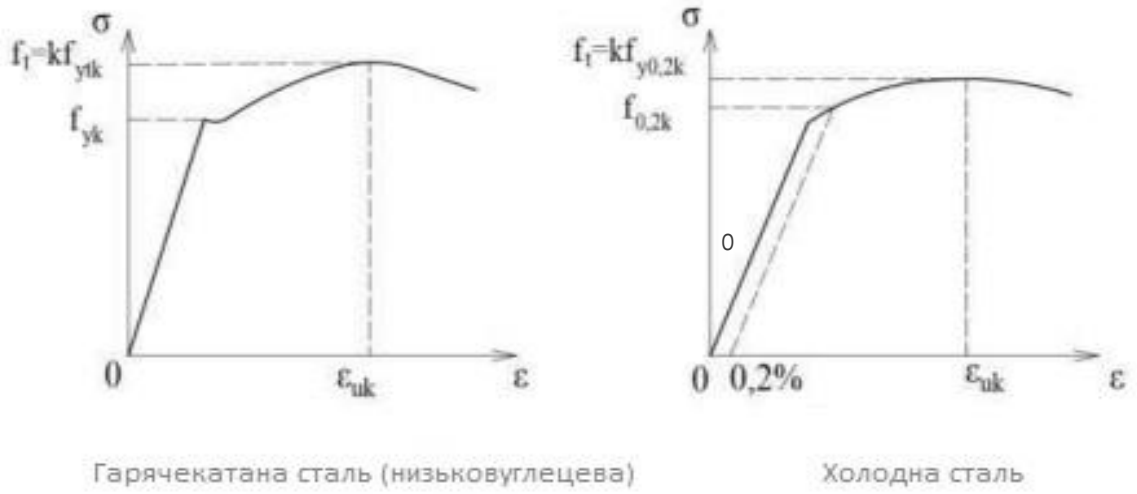


Рисунок 2.12 - Напружено-деформований сталевий стрижень

Згідно з Таблице 6, GB 50010-2010 включає арматуру низької, середньої та високої міцності, в той час як Єврокод не має арматури низького рівня міцності, мінімальна міцність, вказана в Єврокоді, становить 400 МПа. Крім того, розрахункові значення межі плинності з точки зору розтягування та стиснення для кожної марки арматури однакові для кожного коду, крім найвищої оцінки в GB 50010-2010 (таблиця 2.4).

Таблица 2.4 - Прочность арматуры

Стандарт	Код армування	Діаметр (мм)	f_{yk}	f_{yd}	f'_y
GB 50010-2010	HRB335 HRBF335	6-50	335	300	300
	HRB400 HRBF400 RRB400	6-50	400	360	360
	HRB500 HRBF500	6-50	500	435	410
EC2	B400		400	348	348
	B500		500	435	435
	B600		600	522	522

2.5Порівняння довговічності та граничного стану в EC2 та GB50010-2010

Як китайський код, так і Єврокод приймають філософію концепції граничного стану з урахуванням факторів безпеки навантаження та опору. Коефіцієнти часткового навантаження Єврокоду вищі, ніж прийняті у GB500010-2010. Для двох кодів, хоча рівень міцності бетону однаковий, значення стандартного показника міцності бетону, модуля пружності розрахункової міцності вище, ніж китайського стандарту [36]. У цьому розділі будуть представлені дані про довговічність та граничний стан двох кодів.

2.5.1 Довговічність та бетонне покриття

Порівнюючи метод контролю тріщини під навантаженням залізобетонного елемента в китайському коді та єврокоді, у китайському коді використовується метод контролю ширини тріщини для контролю тріщин, а Єврокод приділяє більше уваги контролю тріщин, включаючи розрахунок мінімальної площі сталі, обмежуючи напругу, що надається на бетон та сталевий стрижень. Метод розрахунку ширини тріщини двох кодів аналогічний [36].

Код довкілля.

Обидва коди вимагають, щоб конструкція бетонних конструкцій враховувала стан навколишнього середовища, щоб конструкція була довговічною та економічною. На основі EC2 та EN206-1 умови довкілля класифікуються за ступенем впливу. Детальні графіки записані в EN206-1 та EC2.

Основне оточення ділиться на шість категорій:

1. Відсутність ризику корозії чи ерозії
2. Карбонатна корозія
3. Хлоридна корозія
4. Хлоридна корозія у морській воді
5. Заморожування та розморожування
6. Хімічна ерозія

Конкретне середовище впливу поділяється на сім категорій GB 50010-2010, але немає конкретного опису кожної класифікації. Порівнюючи екологічні

категорії двох кодів, класифікація екологічних категорій бетонних конструкцій EC2 є більш докладною, ніж китайський кодекс.

Бетонне покриття.

Вимоги до бетонного покриття в Єврокоді засновані на ступені впливу на бетонні конструкції та категорії навколишнього середовища, тоді як у китайському кодексі засновані категорією навколишнього середовища та конкретної форми конструкції. EC2 визначає товщину бетонного покриття як відстань від поверхні бетону до найближчого сталевого стрижня (включаючи зв'язані ланки, розподільні стрижні тощо).

Номінальна товщина захисного шару c_{nom} визначається як сума мінімальної товщини покриття c_{min} та допустимої похибки розрахунку Δc_{dev} (яку зазвичай приймають 10 мм):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.2)$$

Класи впливу, пов'язані з умовами довкілля, представлені у таблиці 2.5. EN1992-1-1: 2004 [43].

Таблиця 2.5 – Значення c_{min} для арматурної сталі на основі EN10080.

Клас конструкції	Навколишнє середовище							
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3	X0
S1	10	10	10	15	20	25	30	S1
S2	10	10	15	20	25	30	35	S2
S3	10	10	20	25	30	35	40	S3
S4	10	15	25	30	35	40	45	S4
S5	15	20	30	35	40	45	50	S5
S6	20	25	35	40	45	50	55	S6

Класифікація структури cmin, встановлена EC2, міститься в EN10080 [42]. Крім того, міцність бетону S4, що рекомендується, для конструкції з розрахунковим терміном служби 50 років, а більш точні коригування для різних матеріалів можна знайти в Таблиці 4.3N EC2, а мінімальний клас конструкції,

рекомендований EC2 - S1. Для бетонної конструкції з розрахунковим терміном служби 100 років покриття має бути не менше ніж у 1,4 раза більше, ніж у таблиці 2.5. Крім того, якщо клас міцності бетону не перевищує C25, товщина захисного шару в таблиці повинна бути збільшена на 5 мм, бетонна подушка повинна бути встановлена на залізобетонну основу, а товщина бетонного покриття повинна бути не менше ніж 40 мм [4].

Таблиця 2.5 – Мінімальне бетонне покриття, вказане у GB 50010-2010.

Ступінь навколишнього середовища	Плита, стіна, каркас	Колона
I	15	20
IIa	20	25
IIb	25	35
IIIa	30	40
IIIb	40	50

2.5.2 Розрахунок за граничними станами

Розрахунок за граничними станами (LSD) - метод проектування, який широко використовується в цивільному будівництві. Частковий коефіцієнт єврокоду на 3,33% більше, ніж китайський код [36]. На відміну від пункту про відсутність тріщин у китайському коді та єврокоді, встановлено, що китайську стандартну балку посилено з обох сторін і всередині хомутами, а в єврокоді балку посилюють - з обох сторін, нижньої частини, хомутами зовні.

І єврокод, і GB50010-2010 використовують спосіб граничного стану для проектування. Обидва коди ділять граничні стани на кінцевий граничний стан та граничний стан працездатності. У цьому розділі порівнюватимуться LSD двох стандартів.

Розрахунок граничного стану (ULS).

ULS стосується безпеки людей, а також безпеки конструкції. У деяких обставинах (узгоджених для кожного конкретного проекту з клієнтом та відповідним повноважним органом) граничні стани, які стосуються захисту вмісту, також повинні класифікуватися як граничні стани, як це передбачено

EC0 [35]. Зокрема, Єврокод розглядає такі стани як ULS:

1) стан, що передує структурному руйнуванню, яке, для простоти, розглядається замість самого руйнування;

2) втрата рівноваги структури або будь-якої її частини, яку розглядають як тверде тіло [35]; 3

) руйнування через надмірну деформацію, перетворення конструкції або будь-якої її частини на механізм, розрив, втрата стійкості конструкції або будь-якої її частини, включаючи опори та підстави [35];

4) відмова, спричинена втомою або іншими тимчасовими ефектами.

Граничні стани можна поділити на EQU, STR, GEO та FAT.

EQU - втрата статичної рівноваги структури чи будь-якої її частини, що розглядається як тверде тіло, при якому: незначні зміни у значенні чи просторовому розподілі дій з одного джерела є значними; міцність будівельних матеріалів або ґрунту, як правило, не є визначальними.

STR - внутрішнє руйнування конструкції чи елементів конструкції, зокрема фундаментів, паль, стін підвалів тощо. буд., у яких визначається міцність будівельних матеріалів чи надмірна деформація конструкції.

GEO - руйнація чи надмірна деформація ґрунту, при якій міцність ґрунту чи породи значні для виникнення опору.

FAT - втомне руйнування конструкції або елементів конструкції.

Помилки та неточності можуть бути викликані низкою причин. По-перше, розрахункові припущення та неточність розрахунків. З іншого боку, можливі непередбачені збільшення масштабів впливу. По-третє, непередбачуваний перерозподіл навантаження. По-четверте, проектні неточності. Вони не можуть бути проігноровані і не враховані, застосовуючи приватний фактор безпеки під час проектування [44].

В основному, постійні та тимчасові навантаження відбуватимуться у різних комбінаціях, і все це необхідно враховувати щодо найбільш критичних проектних ситуацій для будь-якої конструкції. Наприклад, власну вагу конструкції можна розглядати у поєднанні з вагою предметів, обладнання та людей, з впливом або без впливу вітру, що впливає на будівлю (яке також може

діяти в кількох напрямках) [43]. У єврокоді впливу використовуються замість навантажень/сил, тоді як у китайському коді навантаження/сили зберігаються. Змінні дії в єврокоді, а також у китайському коді поділяються на провідні змінні дії та супутні змінні дії, такі як навантаження вітру. Однак у старому британському стандарті BS8110 такого поділу немає [45]. Y.L. Yan [46] вважає, що загальні комбінації навантаження відповідно до STR на основі Єврокоду можуть бути виражені як:

$$1.35 \text{ x } \textit{Dead Load} + 1.5 \text{ x } \textit{Live Load} \tag{2.3}$$

Y.L. Xue [47] вважає, що загальні комбінації відповідно до STR на основі Єврокоду мають бути максимальним значенням рівняння. виражається як показано у формулі 2.4:

$$\begin{cases} 1.35 \text{ x } \textit{Dead Load} + 1.5 \text{ x } v0L \text{ x } \textit{Live Load} \\ 1.35 \text{ x } 0.85 \text{ x } \textit{Dead Load} + 1.5 \text{ x } \textit{Live Load} \end{cases} \tag{2.4}$$

Відповідно до Додатку A EC0 вибір між формулою (2.3) або формулою (2.4) має ґрунтуватися на конкретному національному Додатку. Згідно з Британським додатком, обидва рівняння застосовні. Зазвичай результат (2.4) менший, ніж (2.3).

Навантаження ULS у китайському коді може бути отримане як:

$$1.2 \text{ x } \textit{Dead Load} + 1.4 \text{ x } \textit{Live Load} \tag{2.5}$$

Мінімальні та рекомендовані значення змінних дій навантаження від людей у EC2 та GB50010-2010 наведені у таблиці 2.6 для звичайних цивільних будівель. Як видно з таблиці, рекомендовані значення навантаження від людей, зазначені в EC2, перевищують значення GB50 0102010, а деякі менше GB50010-2010. Проте важко сказати, що безпечніше відповідно до значення, зазначеного в таблиці, оскільки основні національні умови двох країн є різними. Наприклад, рекомендоване значення навантаження від людей навчального приміщення для

Китаю становить 2,5 кН/м^2, що вище, ніж значення, що надається EC2, через більш високу щільність студентів у Китаї, ніж у більшості країн Європи.

Таблиця 2.6 - Порівняння рекомендованого навантаження від людей

Стандарт	Область використання						
	Будинок	Навчальне приміщення	Офіс	Їдальня	Нічний клуб	Кімната стека	Лікарня
EC2 min	1.5	1.5	2	2	4.5	7.5	1.5
EC2 Sug	2	2	3	3	5	7.5	2
GB50010-2010	2	2.5	2	2.5	4	5	2

Таблиця 2.7 - Комбінація навантажень

Комбінація	Стандартний код	
	EN1990: 2002	GB50009-2012
Стандартна комбінація	$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + Q_{k.1} + \sum_{j\geq 1} \psi_{0.i} Q_{k.i}$	$\sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + S_{Qik} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{ci} S_{Qik}$
Комбинация частот	$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + \psi_{1.i} Q_{k.1} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2.i} Q_{k.i}$	$\sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + \psi_{f1} S_{Qik} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{ci} S_{Qik}$
Квазиперманентная комбинация	$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + \sum_{j\geq 1} \psi_{0.i} Q_{k.i}$	$\sum_{j=1}^{m} S_{Gjk} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{qi} S_{Qik}$

$G_{k.j}$, S_{Gjk} являє собою характерне значення постійного навантаження, P представляє відповідне репрезентативне значення дії попередньої напруги $Q_{k.i}$, S_{Qik} представляє характерне значення навантаження людей і. $\psi_{0.i}$. ψ_{ci} . представляє коефіцієнт комбінації змінної дії і, $\psi_{1.i}.\psi_{f1}$ представляє частотний коефіцієнт змінної дії і,$\psi_{2.i}$ ψ_{qi} представляє квазіпостійну змінну дію і

Таблица 2.8 - Чинники

Стандарт	Площадь						
	Символ	Квартира	Балкон	Сходи	Ринок	Сцени	Стеки
EN 1991: 2002	ψ_0	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	**1,0**
	ψ_1	0,5	0,5	0,5	**0,7**	**0,7**	0,9
	ψ_2	0,3	0,3	0,3	**0,6**	**0,6**	0,8
GB50010-2010	ψ_e	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,9
	ψ_f	0,5	**0,6**	0,5	0,6	0,6	0,9
	ψ_q	**0,4**	**0,5**	**0,4**	0,5	0,5	0,8
Примітка: Жирним шрифтом зазначено, що значення відповідних коефіцієнтів різняться між двома кодами, а більший представлений жирним шрифтом.							

Комбінація навантажень, що використовується EN1990: 2002 і GB50009-2012, представлена в паблиці 2.8. Китайський код та Єврокод мають однакову форму поєднання навантажень.

Деякі загальні значення цих факторів, представлені в таблиці 10, наведені у таблиці 8 [48]. Згідно з таблицею 11, більшість значень трьох факторів для китайського та єврокоду однакові. Незначні різницю між двома кодами можна легко побачити з таблиці.

Для постійних навантажень основними компонентами, передбаченими двома стандартами, є власна вага конструкції та обладнання. Для навантаження від людей обладнання рекомендовані значення навантаження, зазначені в двох стандартах, аналогічні. Для конкретного проекту два коди можуть надавати різні

значення, але різниця має бути невеликою.

Порівняння граничного стану працездатності (SLS).

Відповідно до вимог EC2, перевірка граничного стану повинна ґрунтуватися на таких факторах:

1) деформація, яка впливає на зовнішній вигляд, комфорт користувача або структурну функцію (включаючи механічні або сервісні функції), та деформацію обробки поверхні або;

2) вібрація, що виникає при ходьбі та обмежує ефективність структурних функцій;

3) Пошкодження, що негативно впливає на довговічність, зовнішній вигляд чи структурну функцію.

Виходячи з вищезгаданих факторів, EC2 передбачає, що конкретна конструкція повинна задовольняти: Ed ≤ Cd, де: Cd відображає граничні розрахункові значення критерію експлуатаційної придатності (тобто f_{cd}, M_{cd}); Ed відображає розрахункову вартість ефекту дії в критерії зручності використання, що визначається на основі відповідної комбінації (тобто f_{Ed}, M_{Ed}).

Детальна вимога щодо контролю відхилення наведена у п. 7.4 стандарту EN1992-1-1. Вимога:

$$\frac{l}{d_{basik}} * F1 * F2 * F3 \geq \frac{l}{d_{Aktural}} \qquad (2.6)$$

Значення $1/d_{basik}$ знайдемо за формулою (2.7)

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + \frac{1.5\sqrt{f_{ck}p_0}}{p-p} + 3.2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{p_0}{p} - 1\right)^{1.5}\right] \quad f_{or}p \leq p_0$$

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + \frac{1.5\sqrt{f_{ck}p_0}}{p-p} + \frac{\sqrt{f_{ck}}}{12}\sqrt{\frac{p}{p_0}}\right] \quad f_{or}p > p_0 \qquad (2/7)$$

де K залежить від типу прольоту, що дорівнює 1, 1,3, 1,5, 0,4 для звичайного несучого прольоту, крайнього прольоту, середнього прольоту або консолі відповідно. Розрахунок F1, F2, F3 можна знайти у [49]. Допустимі значення відхилення для згинальних елементів GB50010-2010 представлені в

таблиці 2.9. Для контролю відхилення GB50010-2010 використовує таблицю, тоді як EC2 використовує деякі рівняння. Розглянемо таблицю, зазвичай засновану на консервативному спрощенні.

Таблиця 2.9 - Допустиме відхилення в GB50010-2010

Тип елементів	Граничні значення прогину
Кранова балка: Ручний кран:	l_0/500
Електричний кран:	l_0/600
Елементи даху, підлоги та сходів: Коли l_0<7m	l_0/200(1_0/250)
Коли 7m< l_0< 9m	l_0/250(1_0/300)
Коли l_0>9m	l_0/300(1_0/400)

Ступені контролю тріщин та граничні значення контролю максимальної ширини тріщин, зазначені в EC2 та GB50010-2010, представлені в таблиці 2.10 та таблиці 2.11 відповідно:

Таблиця 2.10 - Контроль тріщин у EC2

Клас впливу	Посилені елементи та попередньо напружені елементи з незв'язаними	Попередньо напружені елементи із зв'язаними стрижнями
	Квазіпостійне навантаження	Поєднання частого навантаження
X0, XC1	0,4[1]	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2[2]
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Декомпресія
Примітка 1: Для X0, класи впливу XC1, ширина тріщини не впливає на довговічність, і ця межа встановлена, щоб дати в цілому прийнятний зовнішній вигляд. За відсутності умов появи ця межа може бути ослаблена. Примітка 2: Крім того, для цих класів впливу декомпресія повинна перевірятись при квазіпостійній комбінації навантажень.		

Таблиця 2.11 - Контроль тріщин у GB50010-2010

Довкілля l категорії	Залізобетонні конструкції		Конструкції із попередньо напруженого бетону	
	Рівні контролю тріщин	W_{lim} (mm)	Рівні контролю тріщин	W_{lim} (mm)
l	lll	0,3(0,4)	lll	0,2
ll	lll	0,2	ll	0,1
lll	lll	0,2	l	-

Виходячи з двох таблиць, допустима максимальна ширина тріщини для двох кодів становить 0,4 мм і залежить від різних умов, вимоги яких відрізнятимуться.

2.6 Висновки до розділу 2

Тому важливо, щоб обрана конструктивна система була ретельно досліджена і добре зрозуміла з точки зору динамічної поведінки, оскільки район будівництва схильний до землетрусів. Це також пов'язано з тим, що стандартна практика – визначати кам'яні фасади стін без армування на рамній конструкції. В результаті проведеного розрахунку та аналізу визначено, що додавання неармованої стіни кладки надає несприятливий вплив на відгук конструкції через різке помітне зниження її основної частоти. При цьому потрібно залишити перший поверх тільки з колонами із вітражним заповненням зовнішніх стін. За допомогою ретельного аналізу та наведених прикладів показано, що така житлова будівля з вказаною конструктивною системою є вразливою, яка не піддається збільшенню основної частоти та зменшення згинального моменту в колонах м'якого поверху. Крім того, результати аналізу вказують на те, що різка зміна жорсткості ярусу є причиною раптової зміни усунення, що зумовлює велику потребу в міцності колон першого поверху.

Слід зазначити, що руйнація таких будівель є катастрофічною. Вкрай важливо, щоб зміна жорсткості між нижнім м'яким поверхом та верхніми

поверхами була поступовою і ніколи не була різкою. Це має регулюватися шляхом маніпуляцій зі усуненням стін.

У розділі обговорюються основні питання, пов'язані з проектуванням конкретних конструкцій, а також схожості та відмінності EC2 та GB50010-2010. Для конкретного конкретного проекту коефіцієнти часткового навантаження у двох кодах різні. Для ULS (розрахунок за граничними станами) коефіцієнти часткового навантаження в EC2 трохи більші, ніж у китайському коді. Беручи до уваги конкретну міцність бетону, китайський кодекс набуває нижчого проектного значення, тому остаточна надійність двох кодів має бути відносно близькою. Для SLS (розрахунок за граничними станами працездатності) GB50010-2010 дає довідкову форму, яка забезпечує пряму вимогу відхилення для різних конкретних специфікацій та конструкцій. EC2, однак, опосередковано перевіряє, чи задовольняється відношення глибини прольоту на підставі наданих рівнянь для управління відхиленням. Для контролю тріщин SLS EC2 та GB50010-2010 відносно близькі. Виходячи з цього, площа стискаючого посилення, отримана GB50010-2010, менша, ніж у EC2, а площа основного армування більша, ніж у EC2, і обидва коди можуть пройти перевірку на прогин.

РОЗДІЛ 3
ПРОГРАМА ВИПРОБУВАНЬ БУДІВЛІ НА ПРИКЛАДІ ОБ'ЄКТІВ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ

3.1 Загальні положення

Ця програма складена для проведення інженерного обстеження несучих та огороджувальних будівельних конструкцій на підставі ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд».

У розробленій програмі використовуються основні положення таких нормативних та методичних документів:

ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1».

ДБН В.2.6-162:2010 «Конструкції будинків і споруд. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1».

ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення».

ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1».

ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».

ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об`єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2».

ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд».

ДСТУ 9273:2024 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість».

Програма обстеження визначає порядок проведення, застосовувані методи та засоби, основні технічні вимоги та склад робіт під час обстеження.

Розроблена програма дозволяє проводити оцінку фактичного технічного стану несучих та огороджувальних конструкцій за виконаними під час обстежень матеріалами.

3.2 Мета обстеження, об'єкт обстеження

Мета робіт: визначення фактичного технічного стану будівельних конструкцій будівлі, розробка висновків про технічний стан та рекомендацій щодо відновлення та підтримки експлуатаційної придатності із зазначенням можливості та умов проведення реконструкції, технічного переозброєння та подальшої експлуатації.

Объектом обследования являются несущие и ограждающие строительные конструкций на примере: 2 этажное жылое здание с магазинами расположенного по адресу: м. Мукачево, вулиця Ілони Зріні, 6 (рисунок 3.1); багатоквартирний житловий будинок, розташований за адресою : м. Мукачево, вулиця Духновича, 16 (рисунок 3.2).



Рисунок 3.1 - Загальний вигляд будівлі, м. Мукачево, вулиця Ілони Зріні, 6.



Рисунок 3.2 - багатоквартирний житловий будинок, розташований за адресою : м. Мукачево, вулиця Духновича, 16

3.3 Склад робіт

Роботи з обстеження виконати у три етапи.

1 етап. Підготовка до проведення обстеження.

2 етап. Попереднє візуальне обстеження.

3 етап. Детальне інструментальне обстеження.

На 1 етапі обстеження зробити наступні роботи.

Ознайомлення з об'єктом обстеження, його об'ємно-планувальним та конструктивним рішенням, матеріалами інженерно-геологічних вишукувань; збору та аналізу проектно-технічної документації; складання програми робіт з урахуванням погодженого із замовником технічного завдання.

На 2 етапі обстеження провести наступні роботи.

Виконати візуальний контроль будівельних конструкцій. Визначити відповідність будівельних конструкцій проектної документації. Особливу увагу приділити на виявлення дефектів і пошкоджень, що впливають на

безпечну експлуатацію будівельних конструкцій будівлі в цілому.

Скласти схеми та відомості дефектів та пошкоджень.

Виконати фото документування дефектів та пошкоджень. Дефекти та пошкодження будівельних конструкцій об'єктів обстеження представлені на рисунках 3.3-3.10.



Рисунок 3.3 - Дефекти вимощення багатоквартирного житлового будинку



Рисунок 3.4 - Тріщини стін багатоквартирного житлового будинку



Рисунок 3.5 - Повне руйнування залізобетонної плити козирка з оголенням арматурної сітки, руйнування облицювальної цегли з випаданням окремих каменів



Рисунок 3.6 - Тріщини в несучих конструкціях стін будівлі



Рисунок 3.7 - Відшарування облицювальної версти з подвійної цегли стіни будівлі



Рисунок 3.8 - Дефекти основи будівлі



Рисунок 3.9 - Деформація дверних блоків, промерзання конструкцій будівлі.



Рисунок 3.10 - Провали рівня статі будівлі

На 3-му етапі обстеження провести наступні роботи.

- виконати обмірні роботи.

- виконати перевірочні розрахунки.

- виконати випробування елементів будівельних конструкцій з визначенням характеристик міцності бетону залізобетонних конструкцій колон, ригелів та плит перекриття та покриття.

- виявити ступінь та причини пошкоджень елементів будівельних конструкцій на основі даних натурного інженерного обстеження.

- за результатами обстеження встановити категорію технічного стану будівельних конструкцій (нормативний, працездатний, обмежений працездатний, аварійний).

- розробити технічні рекомендації щодо відновлення та (або) підтримки експлуатаційної придатності будівельних конструкцій із зазначенням можливості та умов проведення реконструкції та технічного переозброєння та подальшої експлуатації.

- підготувати висновок щодо технічного стану будівельних конструкцій будівлі.

3.4 Діагностичні показники

Діагностичними показниками якості конструкцій та матеріалів під час обстеження є:

- дефекти та пошкодження несучих та огороджувальних конструкцій;

- геометричні параметри конструктивних елементів (перетину, висота, довжина):

- фізикомеханічні характеристики матеріалів конструкцій.

Особливу увагу приділити дефектам та пошкодженням, що знижують експлуатаційну придатність:

- деформації;

- порушення геометричних розмірів;

- механічні ушкодження;

- дефекти та руйнування вузлових з'єднань.

Класифікацію дефектів та пошкоджень обстежуваних конструкцій вести з використанням додатків ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд».

3.5 Категорії технічного стану конструкцій та споруди

Оцінку технічного стану несучих та огороджувальних конструкцій виконувати з використанням наступних категорій стану (ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016):

- нормативний технічний стан: Категорія технічного стану, при якому кількісні та якісні значення параметрів усіх критеріїв оцінки технічного стану будівельних конструкцій будівель та споруд, включаючи стан ґрунтів основи, відповідають встановленим у проектній документації значенням з урахуванням меж їх зміни.

- працездатний технічний стан: Категорія технічного стану, при якій деякі з оцінюваних контрольованих параметрів не відповідають вимогам проекту або норм, але наявні порушення вимог, у конкретних умовах експлуатації, не призводять до порушення працездатності, і необхідна несуча здатність конструкцій і ґрунтів основи, враховуючи вплив наявних дефектів і пошкоджень, забезпечується.

- обмежено-працездатний технічний стан: Категорія технічного стану будівельної конструкції або будівлі та споруди в цілому, включаючи стан ґрунтів основи, при якій є крени, дефекти та пошкодження, що призвели до зниження несучої здатності, але відсутня небезпека раптової руйнації, втрати стійкості або перекидання, та функціонування конструкцій та експлуатація будівлі або споруди можливі або при контролі (моніторингу) технічного стану, або при проведенні необхідних заходів щодо відновлення або посилення конструкцій та (або) ґрунтів основи та подальшого моніторингу технічного стану (при необхідності).

- аварійний стан: Категорія технічного стану будівельної конструкції або

будівлі та споруди в цілому, включаючи стан ґрунтів основи, що характеризується пошкодженнями та деформаціями, що свідчать про вичерпання несучої здатності та небезпеки обвалення та (або) характеризується кренами, які можуть спричинити втрату стійкості об'єкта.

3.6 Методи та засоби обстеження

Під час проведення обстежень об'єкта використовуються такі методы:

- візуальне обстеження поверхні конструкцій, вузлів з'єднань:

- візуально-вимірювальний контроль будівельних конструкцій із використанням засобів вимірювання лінійних розмірів;

- контроль параметрів міцності бетону ультразвуковим методом та методом ударного імпульсу.

Нижче наводиться перелік необхідних коштів для проведення обстеження (найменування/призначення).

1) Ультразвуковий пристрій контролю міцності бетону «Пульсар 1.1» контроль міцності бетону ультразвуковим методом.

2) Прилади контролю міцності бетон "ПМ2", "Silver Schmidt" контроль міцності бетону методом ударного імпульсу.

3) Вимірювач захисного шару Profoscope Proced контроль параметрів армування та товщини захисного шару бетону.

4) Лазерний далекомір «Disto» вимірювання лінійних розмірів.

5) Штангенциркуль візуально-вимірювальний контроль геометричних параметрів елементів конструкції.

6) Лінійки вимірювальні з ціною поділу 1мм, мірна стрічка металева.

7) Фотоапарат.

Засоби технічного контролю та діагностики, що використовуються в процесі обстеження, повинні пройти метрологічну атестацію та мати атестат (сертифікат) відповідно до вимог ДСТУ.

3.7 Порядок роботи виконавця на об'єкті

Замовник та Виконавець після прибуття на об'єкт та до початку робіт з обстеження оформлюють акт-допуск (наряд-допуск) на роботи підвищеної небезпеки та за формою, встановленою у Замовника (за потреби зазначених робіт).

Керівник експертної групи представляє експертів для проходження вступного інструктажу та інструктажу на робочому місці з оформленням у відповідних журналах підрозділів Замовника. Експертна група зобов'язана на території та об'єктах Замовнику виконувати вимоги встановлених правил та заходів безпеки, а також вимоги розпорядку дня (за потреби).

Експерти зобов'язані входити до приміщень обстежуваної будівлі лише після отримання дозволу посадових осіб підрозділу та проводити робіт у супроводі представника замовника. Експертам забороняється проведення будь-яких робіт, не пов'язаних з обстеженням будівельних конструкцій. Для оперативного вирішення поточних організаційно-технічних питань Замовник виділяє уповноважену посадову особу, якій доручається загальна координація робіт. Періодично у міру виконання робіт керівник експертної групи інформує уповноважену посадову особу Замовника про хід та проміжні результати робіт.

На період проведення обстеження Замовник надає експертній групі таке:

- проектно-технічну та експлуатаційну архівну документацію;

- будівельні конструкції, що піддаються обстеженню з виділенням персоналу, що експлуатує;

- допоміжне обладнання для робіт, включаючи засоби індивідуального захисту та безпеки з урахуванням умов проведення робіт;

- доступ до обстежуваних елементів, у тому числі з використанням допоміжних технічних засобів;

- влаштування шурфів для огляду фундаментів (при необхідності)

- підготовку місць, ділянок для проведення випробувань методами неруйнівного та руйнівного контролю; - Закладення та прибирання після проведення робіт.

Необходимость проведения и объем подготовительных и обеспечивающих работ определяет руководитель экспертной группы, исходя из требований технического задания и получения максимально полной и достоверной информации о техническом состоянии элементов конструкций, а также исходя из требований обеспечения безопасности экспертов при проведении работ.

Вирішення зазначених питань керівник експертної групи здійснює спільно з начальником підрозділу, дільниця якого піддається обстеженню та (або) з уповноваженою посадовою особою Замовника.

3.8 Спеціальні заходи

У разі виявлення під час обстеження критичних дефектів, які можуть призвести до руйнування конструкції, керівник робіт з обстеження негайно повідомляє про це Замовника. За погодженням із Замовником Виконавець розробляє перелік першочергових (протиаварійних) заходів щодо відновлення експлуатаційної придатності будівельних конструкцій.

У разі потреби припинення робіт або виникнення можливої аварійної ситуації посадові особи Замовника повинні повідомити керівника експертної групи. Відповідальність за припинення робіт, евакуацію експертів у безпечне місце чи забезпечення інших заходів безпеки своїх співробітників після отримання сигналу оповіщення несе керівник експертної групи.

3.9 Порядок подання звітних матеріалів

Після виконання інженерного обстеження будівельних конструкцій Виконавець інформує Замовника про основні результати обстеження та попередні висновки за результатами робіт. За потреби проведення термінових ремонтних робіт Виконавець розробляє та подає Замовнику перелік першочергових (протиаварійних) заходів для відновлення експлуатаційної придатності будівельних конструкцій.

Після камеральної обробки результатів інженерного обстеження Виконавець надає Замовнику Висновок про технічний стан будівельних конструкцій будівлі з рекомендаціями щодо усунення виявлених дефектів та (або) відновлення їхньої експлуатаційної придатності.

У Висновку про технічний стан будівельних конструкцій, які є об'єктом обстеження, відобразити:

- фактичні умови експлуатації будівельних конструкцій;

- ступінь відповідності виконаних будівельних конструкцій та вузлів їх поєднання проектно-технічної документації (при необхідності);

- параметри технічного стану будівельних конструкцій, а також вузлів їхнього сполучення;

- результати контрольного приладу будівельних конструкцій;

- виявлені дефекти елементів будівельних конструкцій та вузлів їх сполучення (схеми розташування або відомість дефектів, а також фотофіксацію);

- найбільш ймовірні причини утворення виявлених дефектів та фізичного зношування конструктивних елементів;

- категорію технічного стану конструктивних елементів будівлі;

- рекомендації щодо відновлення та (або) підтримки експлуатаційної придатності будівельних конструкцій;

- висновки про можливість та умови подальшої експлуатації будівлі.

3.10 Строки виконання роботи

Роботи з технічного обстеження будівельних конструкцій будівлі, підготовки та видачі Замовнику звітних матеріалів виконуються у строки, зазначені у договорі та в обсягах зазначених у кошторисі.

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

В результаті проведеної науково-дослідної роботи актуалізовано концептуальні методики оцінки зносу залізобетонних конструкцій.

1.Систематизовано види дефектів та фізичного зношування на прикладі будівельних об'єктів Закарпатської області. З позиції узагальнення існуючих класифікацій та сутнісних характеристик поняття зносу проведено систематизацію видів фізичного зносу будівель з ж/б конструкціями.

2.Здійснено порівняльний аналіз понять «знос» та його видів у відповідність до Вітчизняних та Міжнародних стандартів оцінки (Китайський код та Єврокод) з метою їх уніфікації.

3.Проведено аналіз роботи залізобетонних конструкцій на прикладі будівлі з першим комерційним поверхом на динамічний вплив за вітчизняними стандартами. Особливість роботи полягала в тому, що при будівництві багатоквартирних будинків на першому поверсі конструкція, що захищає, виконана з вітражів, а не у вигляді цегляної кладки. За рахунок цього центр мас зміщується у бік верхніх поверхів, а також змінюється поведінка жорсткості всієї будівлі.

4. На основі проведеного аналізу міжнародних стандартів (Китайський код та Єврокод) проранжовано підходи до розрахунку залізобетонних конструкцій.

5. Запропоновано та апробовано програму випробувань залізобетонних конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Кліменко В. З. Випробування та обстеження будівельних конструкцій і споруд :підручник / В. З. Кліменко, І. Д. Бєлов. Київ : Основа, 2005. 204 с.

2. Гетун Г. В. Особливості дослідження та проектування розрахункових схем багатоповерхових каркасно-монолітних житлових будинків / Г. В. Гетун, М. Г. Кушніренко // Опір матеріалів і теорія споруд : наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт.; Відп. ред. В. А. Баженов. Київ : КНУБА, 2010. Вип. 86. С. 65 – 72.

3. Демчина Б. Г. Результати експериментальних досліджень збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону / Б. Г. Демчина, О. Я. Литвиняк, О. В. Янко // Современные строительные конструкции из металла и древесины. *Одеса : ОДАБА, 2012. – Вип. № 1. 78-83 с.*

4. Демчина, Б.Г. Дослідження збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону / Б.Г. Демчина, О.Я. Литвиняк, О.В. Давидюк // Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Вип.74: в 2-х книгах. Книга 1. Київ: ДП НДІБК, 2011. С.160 – 166.

5. Биба В. В. Стан та перспективи розвитку будівельної галузі України / В. В. Биба, В. С. Гаташ // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво. - 2013. - Вип. 4(2). - С. 3-9.

6. Оцінка та управління нерухомістю: навчальний посібник / В.Р. Кучеренко, М.А.Заєць, О.В. Захарченко, Н.В. Сментина, В.О. Улибіна. Одеса: Видавництво ТОВ Лерадрук», 2013. 272 с.

7. Абєлєшов В. І. Дослідження деяких аспектів підвищення ефективності енергозберігаючих заходів у житлових будинках / В. І. Абєлєшов // Енергозбереження. Енергетика. Енергоаудит: [загальнодержавний науково-виробничий та інформаційний журнал]. 2011. № 3. С. 23 – 29.

8. Лвінський О.М. Технічне обстеження та енергоаудит будинків і споруд /О. М. Лівінський, В.А. Євтушенко // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві : [науково-технічний збірник ВНТУ]. 2010. № 2. С. 159 -170.

9. Богаченко С. В. Моніторинг технічного стану будівельних конструкцій / С. В. Богаченко ; наук. керівники : С. В. Шатов. А. О. Титюк // Матеріали III наук.-практ. конф. студ. ПДАБА, (26 квітня 2021 р., Дніпро) : зб. тез. Дніпро : ПДАБА, 2021. С. 93-95

10.Попруга Д. В., Валовой О. І. Проблеми моніторингу технічного стану будівель і споруд. Вісник Криво-різького національного університету. 2013. Вип. 34. С. 186–190.

11. Мар'єнков М. Г., Богдан Д. В., Сахаров В. О. Оцінка напружено-деформованого стану конструкцій будівлі при дії сейсмічних навантажень. Опір матеріалів і теорія споруд. 2015. Вип № 96. С. 3-22.

12. Горб О. І. Напрями застосування штучного інтелекту при геодезичному моніторингу будівель та споруд / О. І. Горб, С. Г. Нестеренко, О. В. Афанасьєв, О. В. Байструк // Комунальне господарство міст. Серія : Технічні науки та архітектура. 2023. - Т. 3. - С. 109-114.

13. Алдошин О.Ю. Застосування лазерного сканування для виконання геодезичних робіт/ О.Ю. Алдошин, А.Ф. Данкевич, Д.В. Бабін / / Землеустрій та кадастр 2018. №5. С.5 -4.

14. Бойко І.П. Дослідження впливу кількості поверхів будинку на напружено деформований стан висотного будинку за сейсмічних навантажень / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, Г.В. Гетун, В.А. Мельник // 161 Вісник Вінницького політехнічного інституту. – 2013. - №6 – С. 16–20.

15. Lin X., Zong Z., Niu J. Finite element model validation of bridge based on structural health monitoring—Part II: Uncertainty propagation and model validation //Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition). - 2015. - Т. 2. - №. 4. - С. 279-289.

16. Isayev, A., Gulayev, Y., & Chulanov, P. (2020). КОМПЛЕКСНИЙ МОНІТОРИНГ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД. *Містобудування та територіальне*

планування, (74), 162–171. https://doi.org/10.32347/2076-815x.2020.74.162-171

17. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: [Чинний з 2017-04-01]. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 67 с. (Національний стандарт України)

18. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об’єктів.[Чинний від 2008. 01. 01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. 13 с. (Державнібудівельні норми України)

19. ДБН А.3.1-5-2016. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва. [Чинний від 2016–05–05]. Київ. 2016. 52 с. (Національні стандарти України).

20. ДБН В.2.6-31:2016. Конструкції будинків і споруд: Теплова ізоляція будівель. [Чинний від 2016–08–07]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2016. 33 с. (Національні стандарти України).

21. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення і конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ. [Чинний від 2019–01–01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2019. 36 с. (Національні стандарти України).

22. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону. Конструкції будівель і споруд. Правила проектування. [Чинний від 2011–06–01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011. 123 с. (Національні стандарти України).

23. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основі положення. [Чинний від 2019–01–01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2018. 42 с. (Національні стандарти України).

24. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Конструкції будівель і споруд.. [Чинний від 2011–01–07]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011. 71 с. (Національні стандарти України).

25. ДСТУ-Н Б В.2.6-101:2010 Конструкції будинків і споруд. Метод визначення опору теплопередачі огороджувальних конструкцій. [Чинний від 2011–01–20]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2010. 61 с. (Національні стандарти

України).

26. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності по контрольним зразкам. [Чинний від 2010–09–01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2009. 43 с. (Національні стандарти України).

27. ДСТУ Б В.2.7-223:2009 Бетони. Методи визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій. [Чинний від 2010-09-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. 12 с.

28. ДСТУ Б В.2.7-220:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. [Чинний від 2010-09-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. 14 с.

29. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. [Чинний від 2009-12-22]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. 38 с.

30. ДСТУ Б А.2.4-14:2005. СПДБ. Автоматизовані системи технічного діагностування будівельних конструкцій. Технічне завдання. [Чинний від 2005-07-01]. Київ : Мінбуд України, 2005. 26 с. (Національний стандарт України)

31. ДСТУ Б В.2.6-27:2006. Автоматизовані системи технічного діагностування будівельних конструкцій. Види випробувань. [Чинний від 200-10-01]. Київ. : Мінрегіонбуд України, 2006. 21 с. (Національний стандарт України)

32. Multi-technique approach for the assessment of historical masonry constructions / Fernandes F.M., Ramos L.F., Manning E., Ferreira J., Mendes P // 10th International Conference on Damage Assessment of Structures. Dublin, Ireland. 2013. Vol. 569-570. Pp.1249-1256.

33. International Building Code, 2003.

34. MOHURD-China, AQSIQ-China. GB 50010-2010 (Modified in 2015) Code for design of concrete structures. 2015.

35. BSI, Eurocode 0: Basis of Structural Design. 2005.

36. J. Xia. Comparative Study on Concrete Structure Design Specification between China and European. 2014.

37. BSI, Eurocode 1: Actions on Structures. (2005).

38. BSI, Eurocode 7: Geotechnical Design. (2005).

39. BSI, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake resistance. (2005).

40. Ministry-of-Construction-China. GB/T 50081-2002 Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete. (2003).

41. CCCC-Highway-Consultants-CO. JTG D62-2004: Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridfges and Culverts. (2004).

42. BSI, BS EN10080: 2005, Steel for the reinforcement of concrete-Weldable reinforcing steel-general.54- 60. (2005).

43. BSI, Eurocode 2: Design of Concrete Structures (EN1992-1-1). (2005).W.H. Mosley, R. Hulse, J.H. Bungey. Reinforced concrete design: to Eurocode 2. (2012).

44. BSI, Structural use of concrete. Part I: Code of practice for design and construction. (1997).

45. Y.L. Yan A stydy on Eurocodes about the RC elements design and comparison between Eurocodes and Chinese Codes. (2010).

46. Y.L. Xue Comparative research of wind load, seismic action, load and effect combination between European and CHinese codes and development of European version SATWE. (2010).

47. MOHURD-China, AQSIQ-China. GB 50009-2012 Load code for the design of building structures. (2012).

48. A. Bond, O. Brooker, A. Harris, T. Harrison, R. Moss, R. Narayanan, et al. How to design concrete structures using Eurocode 2. (2006).

49. Mechanical characterization of rubble stone masonry walls using non and minor destructive tests / Lombillo I., Thomas C., Villegas L., Fernandez-Alvarez J.P., Norambuena-Contreras J. // Construction and Building Materials. 2013. Vol. 43. Pp. 266-277

50. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при прибудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник.

Київ : КНУБА, вип. 28, – 2004. – С. 3–10.

51. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. Полтава : 2019. С. 348.

52. John Lysmer and R. L. Kuhlemeyer, Finite Dynamic Model for Infinite Media, Proc. ASCE, Vol. 95, No.EM4, 1969, August.

53. Katzenbach Rolf & Arslan U. & Reul Oliver. (2020). Soil-structure-interaction of a piled raft foundation of a 121 m high office building on loose sand in Berlin. 10.1201/9781003078517-28.

54. Ganal Aljoscha & Reul Oliver. (2023). Back analysis of long-term measurements of a high-rise building founded on a raft foundation in overconsolidated clay. 10.53243/NUMGE2023-116.

55. Bauer Jörg & Reul Oliver. (2015). Experimental and numerical studies on the lateral pressure acting on piles due to horizontal soil movements.. 3803-3808.

56. Tafili Merita & Wichtmann Torsten & Triantafyllidis Theodoros. (2020).

57. Experimental investigation and constitutive modeling of the behaviour of highly plastic Lower Rhine Clay under monotonic and cyclic loading. Canadian Geotechnical Journal. 58. 10.1139/cgj-2020-0012.

58. Katzenbach Rolf & Leppla Steffen. (2022). Reducing Carbon Emissions by Combined Pile-Raft Foundations for High-Rise Structures. 10.5772/intechopen.104559.

59. Шевченко Т.Г. Геодезичні прилади / Т.Г. Шевченко, О.І. Мороз, І.С. Тревого. Львів : Львівська політехніка, 2006. 459 с.

60. Зацерковний В. І., Бурачек В. Г., Железняк О. О., Терещенко А. О. Геоінформаційні системи і бази даних : монографія. – Кн. 2 /В. І. Зацерковний, В. Г. Бурачек, О. О. Железняк, А. О. Терещенко. Ніжин :НДУ ім. М. Гоголя, 2017. 237 с.

61. Саранча Г.Я. Метрологія, стандартизація та управління якістю / Г.Я. Саранча, Г.К. Якимчук. Київ : Основа, 2004. 376 с

62. Larsson G. Land registration and Cadastral Systems: tools for land information and management. / G. Larsson. Esex: Longman Scientific and

Technical, 1991. P. 387

63. Teunissen P.J.G. GPS for geodesy. Teunissen P.J.G., Kleusberg A. (Eds.). / P.J.G. Teunissen, Y. Bock, G. Beutler et al. – Berlin : Springer, 1998. – 650 p.

64. Bagarinao R. Households' Natural Disaster Preparedness: A View from a Second Class Municipality in a Developing Country Environment Asia. / R. Bagarinao // Environment Asia, 2016. Vol 9(no. 2):158–164.

Додаток А



Фото 1



Фото 2



Фото 3



Фото 4



Фото 5



Фото 6



Фото 7



Фото 8



Фото 9



Фото 10



Фото 11