

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ

КАФЕДРА МІСЬКОГО БУДІВНИЦТВА І ГОСПОДАРСТВА
(повна назва кафедри)

Кваліфікаційна робота (проект)

другий рівень (магістерський)

(рівень вищої освіти)

на тему Доцільність використання трубобетонних конструкцій для висотного будівництва

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1929-мбп
спеціальності 192 Будівництво та цивільна
інженерія

(код і назва спеціальності)

освітньої програми Міське будівництво та
господарство

(назва освітньої програми)

Елдріссі Елланжрі Таха

(ініціали та прізвище)

Керівник доц. к.т.н. Банах А. В.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент доц., к.арх. Сазонов О.Ю.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя
2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра міського будівництва і господарства

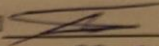
Рівень вищої освіти магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код та назва)

Освітня програма Міське будівництво та господарство

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри 

« 14 » 12 2020 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ (ПРОЄКТ) СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Елідріссі Елланжрі Таха

(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проєкту) Доцільність використання трубобетонних конструкцій для висотного будівництва

керівник роботи доц. к.т.н. Банах А. В.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, звання)

затверджені наказом ЗНУ від « 25 » 05 2020 року № 598-с

2 Строк подання студентом роботи 01.12.2020

3 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливість розв'язання проблематичної перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень, передбачувані методи виконання досліджень

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Літературний огляд. Аналіз сучасного житлового будівництва, який вказує на певний ряд факторів, що стримують широке застосування трубобетонних конструкцій при будівництві висотних будівель різного технологічного призначення.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Презентація із результатами аналітичних обґрунтувань наукових напрямів досліджень, результатами експериментальних досліджень, результати розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень

6 Консультанти розділів роботи

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

7 Дата видачі завдання 14.09.2019

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 (підпис)

Елдріссі Елланжрі Таха (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проекту) (підпис)

Банах А. В. (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер (підпис)

Фостащенко О.М. (ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Елідріссі Елланжрі Таха. Доцільність використання трубобетонних конструкцій для висотного будівництва.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 - Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник А.В. Банах. Інженерний навчально-науковий інститут Запорізького національного університету, кафедра міського будівництва і господарства, 2020.

У процесі дослідження проведено аналіз сучасного житлового будівництва, який вказує на певний ряд факторів, що стримують широке застосування трубобетонних конструкцій при будівництві висотних будівель різного технологічного призначення. Широке застосування та впровадження трубобетонних конструкцій в Україні стримується відсутністю нормативних документів щодо їх проектування і розрахунку. Результати розрахунку показали, що заміна залізобетонних периферійних колон трубобетонні, дозволяє зменшити їх поперечним перерізом в 1,3-2,0 рази.

Ключові слова: БЕТОН, КОЛОНА, РОЗРАХУНОК, КОНСТРУКЦІЇ, ВПРОВАДЖЕННЯ, ЗАМІНА, ТРУБОБЕТОН.

ABSTRACT

Elidrissi Ellangri Taha. The Expediency of Tubular Concrete Structures Use for High-Rise Construction.

Qualification final work for obtaining a master's degree in specialty 192 - Construction and Civil Engineering, supervisor A.V. Banach. Engineering Educational and Scientific Institute of Zaporizhia National University, Department of Urban Construction and Economy, 2020.

In the course of the research the analysis of modern housing construction is carried out, which indicates a number of factors that constrain the widespread use

of tubular concrete structures in the construction of high-rise buildings for various technological purposes. Widespread use and implementation of tubular concrete structures in Ukraine is constrained by the lack of regulations on their design and calculation. The results of the calculation showed that the replacement of reinforced concrete peripheral columns of tubular concrete, allows to reduce their cross section by 1.3-2.0 times.

Keywords: CONCRETE, COLUMN, CALCULATION, STRUCTURES, IMPLEMENTATION, REPLACEMENT, PIPE CONCRETE.

АННОТАЦИЯ

Елидрисси Елланжри Таха. Целесообразность использования трубобетонных конструкций для высотного строительства.

Квалификационная выпускная работа для получения степени высшего образования магистра по специальности 192 - Строительство и гражданская инженерия, научный руководитель А.В. Банах. Инженерный учебно-научный институт Запорожского национального университета, кафедра городского строительства и хозяйства, 2020.

В процессе исследования проведен анализ современного жилищного строительства, который указывает на определенный ряд факторов, сдерживающих широкое применение трубобетонных конструкций при строительстве высотных зданий различного технологического назначения. Широкое применение и внедрение трубобетонных конструкций в Украине сдерживается отсутствием нормативных документов по их проектированию и расчету. Результаты расчета показали, что замена железобетонных периферийных колонн трубобетонные, позволяет уменьшить их поперечным сечением в 1,3-2,0 раза.

Ключевые слова: БЕТОН, КОЛОННА, РАСЧЕТ, КОНСТРУКЦИИ, ВНЕДРЕНИЕ, ЗАМЕНА, ТРУБОБЕТОН.

ЗМІСТ

	Стр.
ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	13
1.1 Використання труобетонних в несучих конструкцій у висотному будівництві	13
1.2 Переваги та недоліки труобетонних конструкцій.....	25
1.3 Методи підвищення міцності труобетонних елементів.....	30
1.4 Технологія заповнення трубетонам	37
1.5 Висновки по розділу	38
РОЗДІЛ 2.ОЦІНКА МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ТРУБОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І ЇЇ ЗАСТОСУВАННЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	40
2.1 Особливості роботи труобетонних конструкцій	40
2.2 Розрахунок міцності труобетонних колон	43
2.2.1 Критерії міцності ТБК.....	43
2.2.2 Методи розрахунку центрально стислих труобетонних елементів	45
2.2.3 Оцінка розрахунку позацентрово стислих труобетонних елементів	48
2.2.4 Способи розрахунку труобетонних конструкцій на центральне і позацентровий стиснення відповідно до вітчизняними та зарубіжними нормами.....	50
2.3 Результати розрахунку висотної будівлі з труобетонними колонами на обчислювальному комплексі SCAD	51
2.3.1 Аналіз результатів розрахунків	61
2.3.2 Визначення поперечних перерізів	70
2.4 Висновки по розділу.....	71
РОЗДІЛ 3.ВПРОВАДЖЕННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОЛОН В ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА..	74
3.1 Техніко-економічна ефективність застосування труобетонних конструкцій.....	74
3.2 Конструктивні рішення стиків труобетонних колон	77
3.3 Порівняння характеристик каркаса будівлі при заміні залізобетонних колон на труобетонные	85

3.4	Результати розрахунків	86
3.5	Техніка безпеки. Загальні положення.....	87
3.6	Пожежна безпека.....	88
3.7	Техніка безпеки при будівельних роботах	92
3.8	Висновки по розділу	96
	ГОЛОВНІ ВИСНОВКИ.....	97
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	98

ВСТУП

Актуальність теми дослідження. З кінця минулого тисячоліття у світовій практиці будівництва намітилася тенденція до зведення висотних будівель. Будівництво таких будівель припускає застосування високоміцних, економічних і безпечних в експлуатації вертикальних несучих конструкцій.

Основним завданням висотного будівництва є зниження ваги будівель, їх матеріаломісткості, зменшення об'єму будівельних конструкцій і трудовитрат. Для таких будівель найбільш відповідною являється каркасна або каркасно-стовбурна несуча система. У цій системі моменти, що вигинають, виникають від горизонтальних навантажень, сприймаються переважно монолітними стволами або ядрами жорсткості. Поставлені завдання традиційними методами і матеріалами не вирішити, ставляться питання створення ефективних конструкцій високої надійності і мінімальної ваги.

Цим вимогам задовольняють будівельні конструкції з трубобетона (ТБ). Труبوبетон є комплексною конструкцією, що складається із сталеві оболонки і бетонного ядра, працюючих спільно. Труبوبетонні елементи, що мають невелику гнучкість і малі ексцентриситети додатка подовжньої сили (що характерно для вертикальних елементів каркасів висотних будівель, що несуть), мають виключно високу здатність, що несе, при відносно малих поперечних перерізах, будучи прикладом вдалого поєднання цінних властивостей металу і бетону. Це дає істотну економію стали і бетону, призводить до зменшення розмірів перерізів елементів, їх маси і транспортних витрат, а також збереження усіх достоїнств металевих конструкцій в плані монтажу.

Цьому сприяє ефект обійми, який створює сталева оболонка для бетонного ядра, виконуючи одночасно функції як подовжнього, так і поперечного армування. Цей ефект особливо яскраво проявляється в колонах круглого поперечного перерізу. Бічний тиск труби перешкоджає інтенсивному розвитку мікротріщин розриву у бетонному сердечнику, який в

умови усебічного обтискання витримує напругу, що значно перевершує призмову міцність. Сталева обойма у свою чергу, завдяки сприятливому впливу внутрішнього тиску твердого середовища, захищена від втрати місцевої і загальної стійкості.

Трубобетонні конструкції створюють умови, що знижують явище прогресуючого обвалення при техногенних і інших діях. Як відомо, руйнування будівель і споруд може відбуватися при сильному землетрусі. І, звичайно ж, не лише від горизонтальних сейсмічних сил, як це вважалося досі, але і від гравітаційних сил. Це вага споруди і вертикальна складова землетруси, діючі на споруди, що вже мають сейсмічні ушкодження і горизонтальні переміщення. Тому, перевагою трубобетонних колон, являється їх здатність витримати сейсмічні дії в горизонтальному і вертикальному напрямках без руйнування.

Трубобетонні конструкції дуже надійні в експлуатації. У граничному стані вони не втрачають здатність, що несе, миттєво, як залізобетонні, а ще тривалий час здатні витримувати навантаження. Численними дослідженнями В. А. Долженко, В. А. Росновського, Л.И. Стороженко та ін. встановлено, що отримуючи великі деформації, ТБ стержень і далі може нести значне навантаження.

У архітектурно-будівельній справі трубобетонні конструкції налічують більш ніж піввікову історію свого використання. У Радянському Союзі, Європі, США, Японії і інших промислово розвинених країнах серйозну увагу притягнули трубобетонні конструкції 80 років тому і отримали застосування в промисловому, міському багатопверховому і висотному будівництві, у багато естакадних вуличних розв'язках і різних спеціальних спорудах.

Широкому застосуванню трубобетонних конструкцій в Україні перешкоджає відсутність вітчизняних нормативних документів за їх розрахунком і проектуванням не лише для сейсмічних районів, але і для несейсмічних районів. Хоча міцність трубобетона вивчалася багатьма дослідниками упродовж десятків років, існуючі методи розрахунку істотно

відрізняються один від одного. У них не враховуються або враховуються не в комплексі властивості матеріалів, неповно відбиваються основні особливості і специфіка опору трубобетона деформації залежно від характеру діючого навантаження. Крім того, відкривається перспектива використання в трубобетонних колонах високоміцних бетонів, що так само дозволить істотно понизити розміри поперечних перерізів несучих конструкцій, а отже і загальні витрати на будівництво [27].

Основним моментом при зведенні висотних будівель з урахуванням застосування трубобетонних елементів являється забезпечення спільної роботи бетонного ядра і сталеві оболонки при експлуатаційних навантаженнях, що є істотним конструктивним недоліком цих конструкцій. Зважаючи на різницю початкових коефіцієнтів поперечної деформації бетону і сталі ($v_B \sim 0,18$, $v_s \sim 0,3$), в процесі поступового вантаження, ядро і обійма працюють спільно тільки в початковий період завантаження. Потім, через вказану різницю в деформаційних властивостях і низькій міцності зчеплення бетону із сталлю, зовнішня оболонка прагне відірватися від поверхні бетону, сприяючи виникненню в ній радіальної розтягуючої напруги, що призводить до порушення зчеплення. У цей момент, природно, ніякого поперечного обтискання бетону в трубі відбуватися не може, і бетон працює в умовах одновісного стискування, а труба - як подовжня арматура. У зв'язку з цим недоліком не вирішено питання моделювання трубобетонного елемента в простих обчислювальних комплексах (Scad, Lira і тому подібне), що враховує в комплексі властивості матеріалів.

При зведенні висотних будівель з ТБК слід врахувати облаштування стикових з'єднань колон по висоті і перекриттям, що вимагає додатковому опрацюванню основних конструктивних вузлів сполучення з іншими конструкціями будівлі і розробки принципово нових конструктивно-технологічних рішень. При застосуванні трубобетонних конструкцій, потрібний індустриальний і високопродуктивний спосіб заповнення труб бетоном, що забезпечує високу міцність і однорідність бетонного ядра.

У 1932 році професор А.А. Гвоздев уперше у світі опублікував роботу за методикою розрахунку трубобетона як конструкцією. З того часу досвід зведення будівель з використанням трубобетона отримав поширення в США, Японії, КНР і інших розвинених країнах. Проте ця технологія в Україні майже не застосовується. Робота присвячена аналізу проблем, що виникають у фахівця на стадії розрахунку і проектування висотних будівель з урахуванням застосування ТБК, і шляху їх рішення.

Метою даної роботи є вдосконалення методики розрахунку і проектування висотних будівель з використанням трубобетонних конструкцій.

Для досягнення поставленої мети були сформульовані **завдання дослідження:**

- вивчити загальні відомості роботи і досліджувати особливості напружено-деформованого стану та міцність трубобетонних елементів у висотних будівлях;

- оцінити методику розрахунку несучої здатності центрально та позацентрово стиснутих трубобетонних елементів, з урахуванням спільної роботи бетонного ядра і сталеві оболонки і запропонувати інженерний метод розрахунку міцності в простих обчислювально програмних комплексах для використання в практиці проектування.

Об'єкт дослідження. Трубобетонні конструкцій.

Предмет дослідження. нові концепції оцінки методик розрахунку трубобетонних елементів.

Методи дослідження: робота являє собою теоретичне дослідження, яке виконано за допомогою комп'ютерних технологій та програмного забезпечення, операційних досліджень, когнітивної структуризації знань, системного аналізу, теорії ухвалення рішень та методів лінійного та нелінійного програмування.

Наукова новизна роботи:

- доведено доцільність і економічна ефективність застосування трубобетонних конструкцій у висотному будівництві

Практична значущість отриманих результатів полягає в наступному:

- було проаналізоване впровадження трубобетонних колон і їх техніко-економічну ефективність.

Особистий вклад дослідника. Основні ідеї і результати досліджень, що характеризують наукову новизну і практичне значення, отримані автором особисто.

Апробація результатів роботи. Результати роботи докладалися на XXV науково-технічної конференції студентів, магістрантів, аспірантів, молодих вчених та викладачів. ІННІ ЗНУ. –Запоріжжя: ЗНУ. -2020р.-235с. з доповіддю «Методи підвищення міцності трубобетонних елементів у світовій практиці»[86].

Структура і об'єм магістерської роботи. Магістерська робота складається з вступу, трьох розділів, висновків, списку використаних джерел. Містить 105 сторінок, 31 рисунок та 5 таблиць. Для написання даної роботи використано 86 літературних джерел.

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. Використання трубобетонних в несучих конструкцій у висотному будівництві

Ріст будівництва типових цивільних будівель на території СНД привело до мінімізації архітектурно-планувального рішення. Із зростанням населення у великих містах підвищується вартість земельних ділянок, що призводить до збільшення поверховості житлових і громадських будівель. Понизити собівартість будівництва цивільних і громадських будівель можливо за умови застосування нових конструктивно-технологічних рішень. Ці рішення повинні забезпечувати надійність і довговічність будівель, зниження матеріаломісткості, захист від прогресуючого обвалення, екологічні вимоги і необхідну вогнестійкість. В цьому випадку доцільно застосовувати каркасну конструктивну схему будівлі, що дозволяє понизити відсоток насиченості вертикальними елементами, що несуть. Нині усі побудовані сучасні висотні будівлі, що будуються, мають конструктивні елементи з монолітного залізобетону. Раціональнішими є будівлі з каркасними або каркасно-стовбурними конструктивними схемами, що зводяться із застосуванням в якості вертикальних несучих конструкцій з трубобетонних елементів.

Трубобетонні несучі конструкції відрізняються від сталевих і залізобетонних колон тим, що в екстремальних умовах значних навантажень вони тривалий час здатні їх витримувати вантаження, тоді як сталеві і залізобетонні несучі конструкції втрачають здатність, що несе, миттєво. Це особливість трубобетонних конструкцій дозволяє вважати реальною при їх застосуванні можливість виключення катастроф, пов'язаних з обвальним руйнуванням будівель і споруд.

Труبوبетонні конструкції ефективні при великій напрузі в центральних стиснутих і позацентрово стиснутих елементах з відносно малими ексцентриситетами. Тому труبوبетонних матиме меншу витрату металу і бетону для конструкцій навантажених великими навантаженнями, в порівнянні зі звичайною монолітною залізобетонною колоною [23].

Значний внесок у розвиток технології труبوبетонних і розрахунку конструкцій внесли вітчизняні вчені: А.А. Долженко, [18,19,20], А.І. Кикин [30], Р.С. Санжаровский [64], Л.І. Стороженко [70,71,72,73], А.Л. Кришан [32], М.Я. Бікбаєв [11], А.В. Курочкін [33] та ін. Встановлено переваги труبوبетонних при зведенні житлових і громадських будівель підвищеної поверховості.

У розвиток висотного житлового будівництва істотний внесок внесли роботи С.В. Миколаєва, Ю.Г. Граница, В.І. Травушем, А.І. Карпенко, В.А. Харитонова та ін.

У Європі, США, Японії, Китаї і інших розвинених країнах висотні будівлі переважно зводять за каркасно-стовбурною конструктивною схемою з використанням труبوبетонних технологій. Також активно використовуються при комбінованому із залізобетонними конструкціями. У КНР з 1960-х років почав застосовуватися труبوبетон при зведенні висотних задній, де створена нормативна база по проектуванню і зведенню для його масового використання у будівництві. У період з 1991-2001 рр. були побудовані більше 30-и висотних будівель і 120-и мостів із застосуванням цих конструкцій [83]. За даними [11] нині КНР побудовані більше 100 хмарочосів і щорічно зводяться близько 100 висотних будівель в 30-40 поверхів з вертикальними несучими конструкціями з труبوبетонних елементів.

У перших спорудах з використанням труبوبетона застосовувалося багатотрубне армування, при якому елементом, що несе, був пакет з труبوبетонних стержнів малого діаметру (міст в передмісті Парижу 1931г., міст через річку Неву в Санкт-Петербурзі). Далі в 40-х роках з появою

монотрубної системи, вважається розвитком трубобетонних конструкцій, до яких відносяться різні конструкції мостів, ферми, опори ЛЕП і так далі [30].

Побудована виробнича будівля на Семілуцькому заводі вогнетривів із застосуванням стійок рам з трубобетонних стержнів діаметром 114мм і завтовшки стінки 4мм наочно демонструє економічний ефект. Маса окремої стійки, що несе, знизилася більш ніж в 6 разів, їх вартість в 3,5 разу, а витрата металу в 1,5 разу [20].

Під керівництвом професора Л.И. Стороженко проводилося широке впровадження трубобетонних конструкцій при будівництві будівель і споруд Криворізьким гірничорудним інститутом. Застосовані трубобетонні колони на будівництві громадських, цивільних і промислових будівель, опор інженерних споруджень та ін. [74].

У Санкт-Петербурзі закінчується будівництво адміністративної будівлі ВАТ «Банк Санкт-Петербург» (мал. 1.1). Як вертикальні елементи висотної частини будівлі, що несуть, прийняті трубобетонні колони з внутрішнім армуванням просторовими каркасами. Із-за прийнятих вузлів поєднання трубобетонних елементів з перекриттям (рис. 1.1б) сталева оболонка не виступає в ролі обійми, будучи лише незнімною опалубкою, а ув'язнене усередині залізобетонне ядро - традиційна залізобетонна циліндрична колона.

У КНР уперше трубобетон знайшов своє застосування в якості колон при будівництві станцій Пекінського метрополітену [3]. Нині широко використовується при зведенні каркаса висотних будівель, що несе. Трубобетонні колони з ядром з переважно високоміцного бетону отримали масове застосування у висотних будівлях великих міст [3,83].



Рисунок 1.1 - Загальний вигляд будівлі ВАТ «Банк Санкт-Петербург»

а - загальний вигляд; б - процес зведення каркаса будівлі

За опублікованими даними, протягом останніх десяти років із застосуванням каркасів з трубобетонних в КНР побудовано вже більше 40 хмарочосів. У 1999р. в м Шінцієн побудовано 72 поверховий торгово-адміністративний будинок «SEG Plaza» висотою 291,6м (рисунок 1.2). Малюнок 1.2 - Торгово-адміністративне 72 поверхова будівля «SEG Plaza» (м. Шінцієн)

Основними вертикальними несучими конструкціями для головної вежі є 16 потужних трубобетонних колон, що розміщуються по контуру вежі і 28 трубобетонних колон з малим діаметром, що утворюють центральний стовбур. Дана будівля на сьогоднішній день вважається найвищим із застосуванням трубобетонних. У наземної частини є 72 поверху, в підземній - 4, загальна висота становить 291,6 м, загальна площа будівлі перевищує 160 тис. м². Це багатофункціональне комплексне спорудження спроектоване і побудоване з урахуванням можливості семи бального землетрусу.



Рисунок 1.2 - Торгово-адміністративне 72 поверхова будівля «SEG Plaza»
(м. Шінцієн)

У 2010 році в Гуанчжоу побудовано одне з найвищих споруд світу, це телевежа «Canton Tower» висотою 600м (рисунок 1.3а), що має унікальну архітектурну форму конічного силуету.

Монолітний залізобетонний стовбур замкнутий оболонкою з трикутної решітки, що складається з трубобетонних елементів (рисунок 1.3 б, в). Дана конструкція дозволяє вітровим потокам проходити крізь конструкцію без освіти завихрень, що гарантує стійкість башти при утворенні тайфунів [2]. Нова конструктивна система «SWMB», названа по найменуванню розробила її фірмі «Skilling Word Magnusson Berkshire Inc.» в 1970-х роках дозволила побудувати ще понад десяток висотних будівель в США, які продемонстрували ефективність трубобетонних. Особливістю системи є застосування трубобетонних конструкцій в якості колон з свехвисокопрочного бетону [49].

Одним з перших будівель системи «SWMB» є 58 поверхова адміністративна будівля «Two Union Square» висотою 230,7м, побудоване в 1988 р. в м Сіетл, США (рисунок 1.4) [55, 57,78]. У цьому будинку вертикальними несучими конструкціями є чотири масивних колони зі сталевих труб, заповнених високоміцним бетоном (міцність на стиск 133 мПа в 56 діб тверднення), який утворює центральне ядро, а по периферії будівлі вздовж зовнішніх стін розташовуються 14 труботонних колон діаметром від 91см до 136см в нижній частині і до 41см у верхній частині висотки.



Рисунок 1.3 - Телевежа «Canton Tower» заввишки 600м (м. Гуанчжоу)
а - загальний вигляд вежі; б, в - оболонка з труботонних елементів

Спільна робота стовбура і зовнішніх стін забезпечена сталевими діагональними зв'язками в рівнях 35-38 поверхів, а також сталезалізобетонними конструкціями балок і плит міжповерхових перекриттів.

Так по вищеописаній будівлі в Сієтлі, фірмі вдалося понизити витрати на будівництво для висотки подібної поверховості із залізобетонних колон на 30%, зокрема, витрата сталі склала 58 кг на 1 м² площі проти 122 кг що витрачаються зазвичай для будівель такої поверховості. Застосування трубобетона дозволило здійснювати бетонування каркаса висотної будівлі із швидкістю 4 поверху в тиждень [57]. Фахівці США відмічають також, що застосування трубобетонних колон з високоміцним бетоном забезпечує сейсмостійкість висоток.

Низьку матеріаломісткість, високу вогнестійкість трубобетона, можливість поєднання з різними конструкціями перекриттів відмічають французькі фахівці, розробляючи каркасні конструктивні системи будівель з колонами, що несуть, з трубобетона.

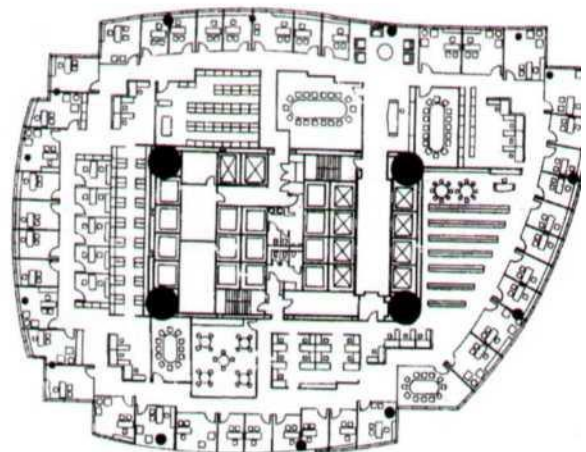


Рисунок 1.4 - 58-поверхова висотна будівля «Two Union Square»
побудоване за системою «SWMB» (м Сієтл)
а - загальний вигляд будівлі; б - план типового поверху

Перший в Австралії житловий будинок з трубобетонних колон у 46-поверхів побудовано в 1990 р в Мельбурні. Ядро будівлі утворено

прямокутними сталобетон центральними шахтами, що складаються з ліфтових та інженерних відсіків, а також сходового простору. Кожне перекриття являє собою комплекс плит з монолітного залізобетону і сталевих балок. По периферії будівлі розташовано 24 трубобетонні колони (рисунок 1.5). Довжина кожної секції труби дорівнює 8 м (на два поверхи).

На двох кінцях сталевих труб в кожній секції внутрішньої поверхні прикріплені кільця для чинення опору зрізу і для забезпечення спільної роботи сталевих і бетонного ядра. Товщина стінки сталеві труби на кожному поверсі знижується від 16 мм до 8 мм на самих верхніх. Відповідно, міцність бетону в трубах зменшується від 70 мПа на нижніх до 30 мПа на верхніх поверхах. Бетонування порожнистих металевих труб проводилося за допомогою бетононасосу відразу на 4 поверхи самоущільнююча бетонна суміш без організації вібрації [61]. Трубобетонні колони покривалися протипожежним торкрет - покриттям. Відзначено значна економія термінів і засобів при будівництві висотки.

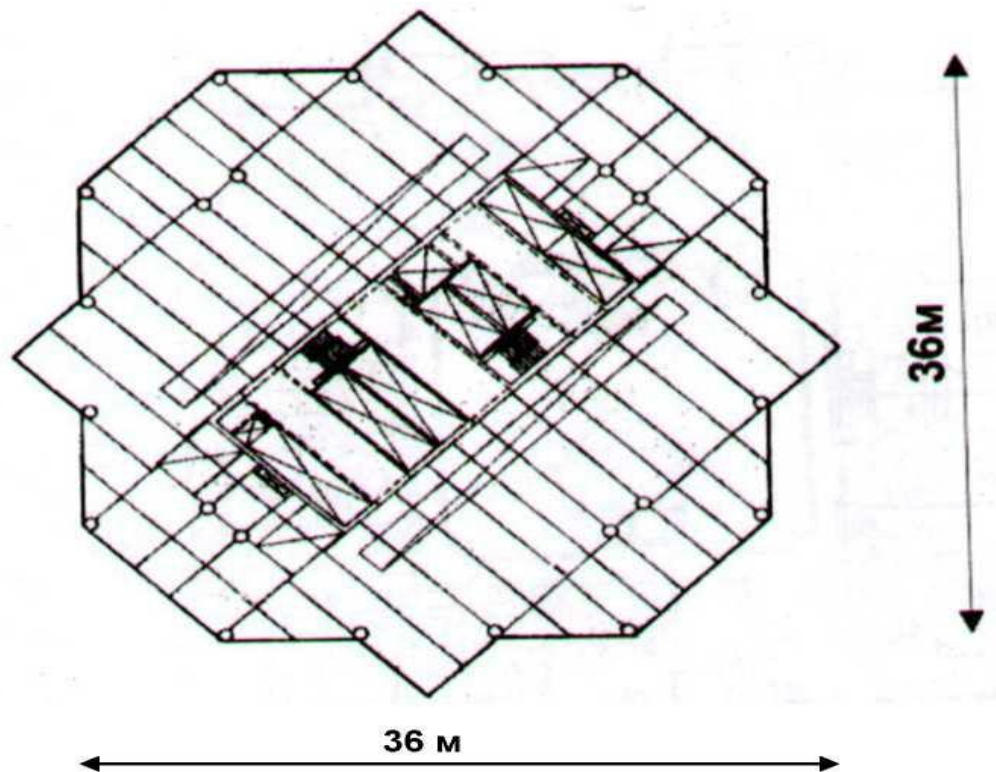


Рисунок 1.5 - План житлової будівлі з трубобетонними колонами в м.
Мельбурні, Австралія

В Японії застосування трубобетонних дозволило збільшення обсягу будівництва житла. Висотна будівля в 57 поверхів заввишки 185,8 м побудовано в м Кавагучі, недалеко від Токіо. Площа ділянки забудови склала тисяча дев'ятсот вісімдесят дві м², загальна площа будівлі 66057 м², в ньому розташовані 650 квартир (рисунок 1.6). Основою будівлі є каркас з трубобетонних, сталеві труби з 1-го по 21-й поверх мають діаметр 812,8 мм товщиною стінки 22-40 мм, з 22-го по 42-й поверх - діаметр 711,2 товщиною стінки 12-28 мм, з 43-го по 55-й поверх - 609,6 товщиною стінки 12-22 мм. По міцності бетон всередині труб, відповідно, становив: 60; 54 і 48 МПа. Сталеві труби діляться на секції на кожному поверсі. Бетон подавався з верхньої частини труб вільним падінням. Переkritтя заповнювали бетоном по поверхах. Будівництво висотного будинку зайняло 15 місяців [61].

Японськими фахівцями фірми «Сімідзу» [60] на початку 90-х років розроблено нове конструктивне рішення трубобетонних колон, в яких відсутнє зчеплення між бетоном і сталеві трубою обіймою за допомогою попередньому мастилу внутрішньої поверхні сталеві труби запатентованим складом, сприяючим ковзанню бетону відносно стінок в процесі деформації конструкції. При цьому навантаження, прикладене до колони, передається тільки на бетонне ядро за допомогою розподільної плити, що входить всередину металеві труби, тим самим стальна оболонка не залучається до роботи на стискування, а випробовує тільки розтягуючі зусилля в кільцевому напрямі. Таким чином, виникають найбільш сприятливі умови для оптимального використання міцностних властивостей двох матеріалів : високій міцності бетону на стискування, і стали на розтягування. Результати експериментальна досліджень і порівняльний техніко-економічний аналіз показали, що розроблена трубобетонная конструкція для колон 50 поверхові будівлі дозволить понизити їх вартість на 20-40% в порівнянні із залізобетонними колонами і понизити площу поперечного перерізу трубобетонних колон в два рази.

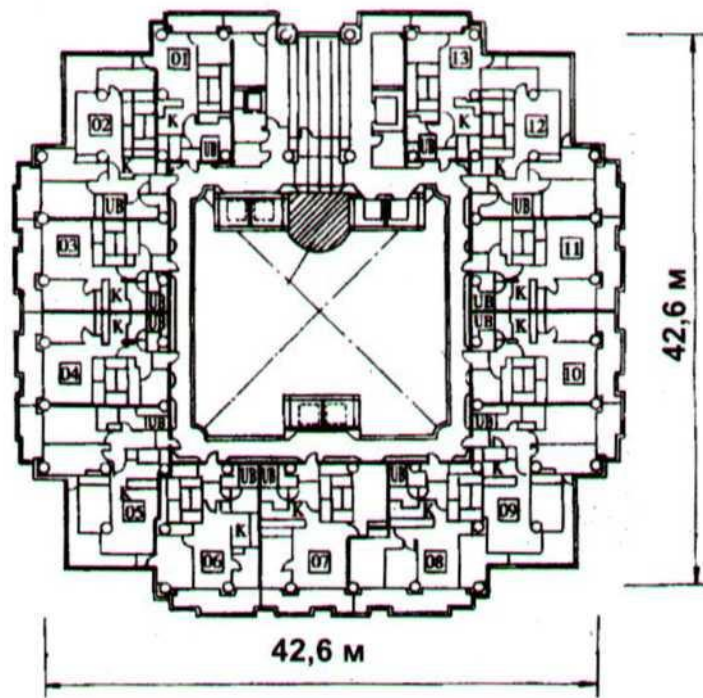


Рисунок 1.6 - План житлового висотного будинку з трубобетонних колон в м Кавачугі, Японія

Так під час проектування будівлі мерії р. Wuppertal (Німеччина) було поставлено завдання про зведення колон, що несли, з трубобетона, діаметром не більше 600 мм, що мають протипожежні властивості і здатні передавати навантаження в 8000 кН. Для вирішення цього питання були застосовані подвійні трубобетонні колони, при цьому труби зовнішніх шарів мають діаметр 558, а товщину стінки 12,5 мм. Труби внутрішніх шарів мають діаметр 406,4, а товщину стінки 17,5 мм. У разі сильної пожежі навантаження на себе перейме внутрішня труба і її бетонне ядро. Таким чином, німецькі інженери добилися ненормованої межі вогнестійкості колон і навіть у разі сильної пожежі, яке-небудь пов'язане з цим руйнування або послаблення виключене [61].

Нині закінчується будівництво мега-моста «Manaus-Iranduba» через річку Амазонка завдовжки 3,5км з нижніми опорами з масивних трубобетонних стійок. Даний міст зв'яже великі міста Північної / Північно-східної Амазонки з районом Південної Амазонки (рисунок 1.7).



Рисунок 1.7 - Загальний вигляд моста «Manaus-Iranduba»
через річку Амазонка

У житловому районі «Сайран» в м. Алмати, Казахстан, що відноситься до сейсмоактивної зони з шкалою «9 балів», на площі забудови 228га «Корпорація КіАТ» зводить будівлі від 12 до 25 поверхів і вище з колонами з трубобетона. На об'єктах району «Сайран» використовується жорсткий монолітний каркас із заповненням ефективними стінними матеріалами, який дає можливість формування великих прольотів сейсмостійкої конструкції. У опорних вузлах колон і перекриттів використовуються сталеві елементи, які разом з діафрагмами жорсткості приймають основні сейсмічні навантаження (рисунок 1.8).

На Україні ведеться проектування і будівництво 17-поверхових житлових будинків із застосуванням в металевому каркасі з трубобетонних стійок. Застосування цієї технології дозволило практично піти від сезонності у будівництві, а також значно скоротити трудові і енергетичні витрати в

процесі зведення. Встановлено, що ця технологія на 15% дешевша, ніж застосування традиційних конструкцій.



Рисунок 1.8 - Загальний вигляд ЖК «Сайран», г.Алмати, Казахстан

Фахівці НДІЗБ, ЦНІІСЬК, ЦНДІЗ і багатьох інших інститутів колишнього СРСР в своїх працях (А. Гвоздьов, В.А. Росновській, Л.І. Стороженко, А.К. Кикин, Р.С.Санжаровській і інші) заклали основи світової нормативної бази по трубобетонних конструкцій.

Аналіз робіт радянських вчених по трубобетонних і базові методики розрахунку трубобетонних конструкцій методом граничних станів, розробленого А.А. Гвоздьовим, досвід проектування і будівництва з застосуванням трубобетонних в КНР описаний в фундаментальній праці випускника аспірантури МІСД, проф. Цая.

На сьогодні слабка нормативна база по проектуванню і відсутність технологій зведення каркасів будівлі з трубобетонними елементами перешкоджає їх широкому застосуванню в масовому будівництві на території країн СНД.

1.2 Переваги та недоліки трубобетонних конструкцій

Міцність бетонного ядра, обмеженого сталеву оболонкою як обоймою, підвищується приблизно в 2 рази в порівнянні з бетоном без обойми. Дослідженнями встановлено, що, замість очікуваної усадки, відбувається набрякання бетону в трубі і його розширення, що зберігається упродовж багатьох років, що створює сприятливі умови для його роботи. Ефект «розбухання» характерний для бетону, не лише ув'язненого в сталеву трубу, але і ізолюваного будь-яким іншим способом від довкілля. Причиною ефекту розбухання є відсутність влагообміну між бетоном і зовнішнім середовищем [30]. Ізоляція бетону від довкілля створює кращі умови для міцностних характеристик бетону під навантаженням. По експериментах доведено, що в неізолюваному бетоні навантаження з часом викликає значнішу деструкцію, ніж в ізолюваному. У неізолюваному бетоні розвиток мікротріщин увесь час прогресує, у ізолюваного бетону при тій же нарузі воно повністю припиняється в перші 2 - 3 дні [23].

Заповнення сталеву труби бетоном підвищує її протикорозійну стійкість, захищаючи від корозії її внутрішню поверхню, зменшує гнучкість елементів, збільшує місцеву стійкість стінок труби, підвищує опір оболонки зім'яттю у вузлах сполучень і при ударних діях під час транспортування і монтажу. Зовнішня поверхня трубобетонних конструкцій приблизно в 2 рази менша, ніж конструкцій з профільного прокату, внаслідок цього у них менше витрати по забарвленню і експлуатації. На циліндричних поверхнях затримується менше пилу і бруду, процесів атмосферної корозії, що є активізаторами, тому трубобетонні конструкції мають підвищену корозійну стійкість.

Використання циліндричних стержнів в спорудах, схильних до вітрових навантажень, дозволяє понизити ці навантаження за рахунок поліпшення аеродинамічних властивостей. Стержень круглого перерізу є

рівностійким при однакових розрахункових довжинах. Жорсткість на кручення такого стержня значно вища, ніж у стержнів відкритого профілю. При застосуванні труобетонних конструкцій не потрібно забарвлення, металізацію або герметизацію внутрішніх поверхонь труб, що необхідно для трубчастих конструкцій, не заповнених бетоном.

Повна вартість споруд з труобетона значно нижче вартості аналогічних залізобетонних і сталевих. Менша маса труобетонних елементів порівняно із залізобетонними полегшує їх транспортування і монтаж. Труобетон економічніше за залізобетон через відсутність опалубки, кружал, хомутів, відгинів, петель, заставних деталей; він витриваліший, менш схильний до механічних ушкоджень. Відсутність розподільної і робочої арматури дозволяє отримати більше високоякісне укладання жорстких бетонних сумішей.

Гідністю труобетонних колон є їх здатність до сейсмічних горизонтальних переміщень без руйнування, причому не лише в пружній області, але і в пластичному стані. При землетрусі будівля з ТБК, на кшталт еластичного хлиста, може здійснювати значні поперечні коливання, залишаючись неушкодженим. Такі каркасні системи можна використати і в якості сейсмоізоляції, розташовуючи їх в нижніх частинах будівель і споруд.

Як показує досвід будівництва конструкцій з труобетона і досвід їх проектувань, при застосуванні труобетона досягається економія матеріалів, трудовитрат і вартості. У труобетонних колонах спрощуються конструкції стиків, і зменшується металоємність. Конструкції консолей труобетонних колон - зварні і можуть бути вирішені в різних варіантах з урахуванням архітектурно-будівельних вимог. Виготовлення колони здійснимо як в умовах заводів, так і в умовах будівельного майданчика.

Аналіз показує, що труобетонні елементи ефективніші за залізобетонні і сталеві конструкції. При заміні залізобетонних конструкцій на труобетонні значно зменшується витрата бетону і металу за рахунок

заставних деталей, майже удвічі знижуються трудовитрати, зменшується вага конструкцій.

Приведені в цій главі переваги доводять необхідність застосування і впровадження технології трубобетона в масове виробництво для застосування у висотному будівництві.

Широке впровадження трубчастих конструкцій у будівництво вимагає зниження вартості самих труб, що може бути досягнуто при виробництві труб з листового прокату способом електрозварювання. Собівартість труб електрозварювань виявляється вище за собівартість сортового прокату всього на 2 - 6 %. труб електрозварювань відрізняються підвищеною точністю товщини стінки, діаметру, овальності і, отже, задовольняють умовам застосування у будівництві. Найбільш економічні спіральні зварні сталеві труби, метод виготовлення яких полягає у вигинанні вузьких сталевих смуг в спіраль і зварюванні труби уздовж з'єднання спіралі. Вартість спіральної зварної труби складає 40 - 50 % вартостей такої ж безшовної труби.

Трубобетон і бетон в спіральній обоймі доповнюють один одного; кожен з цих конструктивних елементів має свою раціональну сферу застосування. Проте необхідно мати на увазі наступні недоліки бетону в спіральній обоймі: складність виготовлення стержнів із спіральною обмоткою, що вимагає спеціального устаткування; ненадійність захисного шару спіралі; скорочення граничних деформацій введенням подовжньої стержневої арматури пов'язане з додатковою витратою сталі (15 - 20 %); застосування пластмас для захисного покриття дуже дороге, а надійність такого покриття ще не вивчена.

З архітектурної точки зору слід зазначити естетичний зовнішній вигляд трубобетонних колон. Це надає будівлям і спорудам, побудованим з них, дещо велику виразність.

Проте в процесі проектування слід враховувати і деякі недоліки, властиві трубобетонним конструкціям. Серед них можна відмітити наступні:

- можливість розшарування бетонної суміші при заповненні труб

невеликого діаметру;

- відсутність надійних варіантів стиків трубобетонних колон з несучими конструкціями перекриттів будівель;

- можливість відшарування бетонного ядра від оболонки внаслідок несприятливого впливу усадки бетону;

- можливість розриву металевої оболонки під дією внутрішнього тиску пари пов'язаної води, що звільняється при сильному нагріванні під час пожежі.

Велика частина відмічених конструктивних недоліків відносно легко усувна. Наявність ефективних покриттів для захисту металу від корозії дозволяє забезпечити збереження зовнішньої поверхні труб в течію скільки завгодно тривалого терміну. Існуючі методи вогнезахисту металу здатні забезпечити необхідну вогнестійкість трубобетонних елементів, що несуть. Сучасні суперпластифікатори дозволяють отримувати литі бетонні суміші, з використанням яких процес формування бетонного ядра істотно полегшується. Усе більш широке застосування в практиці будівництва труб з ПВХ робить сталеві труби менш дефіцитними і доступнішими за ціною.

Найбільш значним конструктивним недоліком стислих трубобетонних елементів, на якому варто зупинитися детальніше, є складність забезпечення спільної роботи бетонного ядра і зовнішньої сталевий оболонки при експлуатаційних навантаженнях. Зважаючи на різницю початкових коефіцієнтів поперечної деформації бетону і сталі ($v_b \sim 0,18$, $v_s \sim 0,3$), в процесі поступового збільшення прикладеної до трубобетонної конструкції стискаючої сили, ядро і обійма працюють спільно тільки в початковий період завантаження. Потім, через вказану різницю в деформаційних властивостях і низькій міцності зчеплення бетону із сталлю, зовнішня оболонка прагне відірватися від поверхні бетону, сприяючи виникненню в ній радіальної розтягуючої напруги. У цей момент, природно, ніякого поперечного обтискання бетону в трубі відбуватися не може, і бетон працює в умовах одновісного стискування, а труба - як подовжня арматура.

Чинником, що посилює цей процес, може стати усадка бетону. У виконаних під керівництвом А.А.Долженко [22], Р. С. Санжаровського [64], Л.И.Стороженко [71] та ін. вчених дослідженнях спостерігалось, що усадка бетону, що твердне в сталевій трубчастій оболонці, істотно менше усадки бетону, що твердне на повітрі. Причому впродовж перших років тверднення часто фіксується набрякання бетонного ядра. Усадкові деформації, що проявляються надалі, залежать від ряду чинників, серед яких можна виділити склад бетонної суміші, кліматичні параметри зовнішнього середовища, геометричні розміри трубобетонних елементів та ін. У разі помітної усадки бетонного ядра вона сприятиме порушенню зчеплення між ним і зовнішньою сталевією обіймою.

Тільки досягши високих рівнів вантаження, коли у бетоні починають інтенсивно проявлятися процеси мікро тріщиноутворення (при цьому значення v_b може зростати до 0,5 і більше), сталева труба починає працювати як зовнішня обійма. Ефект обійми позитивно позначається на подальшій роботі стислих трубобетонних елементів. Труба, стримуючи поперечні деформації бетонного ядра, блокує подальший ріст тріщин, що вже утворилися в нім, і істотно віддаляє момент його руйнування. Тому міцність негнучких трубобетонних конструкцій, працюючих на осьове стискування, значно вище за міцність порівнянних з ними по витраті бетону і сталі традиційних залізобетонних конструкцій.

Перераховані недоліки свідчать про те, що на сьогодні залишається дуже актуальною завдання розробки і практичного використання досконалішої конструкції стислого трубобетонного елементу. Наприклад, використання трубобетонних колон із заздалегідь обжатим бетонним ядром, ущільнення бетону або інші методи підвищення міцності, деякі з яких описані в наступній главі.

І звичайно ж, застосування трубобетона вимагає додаткового опрацювання основних вузлів сполучення з іншими конструкціями. Широке застосування ТБК у будівництві стримується відсутністю літератури за їх

розрахунком і проектуванням. Звичайно, треба відмітити, що ТБ раніше вивчалися і існують деякі методики розрахунку. Пропоновані методики розрахунку не дозволяють враховувати дійсне ПДВ бетонного ядра і сталеві оболонки і часто демонструють значну розбіжність з досвідченими даними.

1.3 Методи підвищення міцності трубобетонних елементів

Останнім часом ведуться роботи по оптимізації конструкції трубобетонних елементів. Зокрема, робляться спроби забезпечити спільну роботу бетонного ядра і оболонки на усіх етапах вантаження. Одним завданням при використанні трубобетонних елементів є створення певних умов, при яких забезпечується спільна робота сталеві оболонки і бетонного ядра.

У світовій практиці відомі наступні шляхи рішень :

- у Китаї при будівництві будівлі «SEG Plaza» щоб уникнути відриву трубних оболонок колон діаметром більше 1м, на рівні верхньої полиці консолі усередині труби приварювалася металева кільцева діафрагма. Самі балки перекриттів кріпилися монтажними болтами до консолей, приварених на заводі із зовнішнього боку до трубобетонним колон [83];

- при зведенні конструкцій каркаса 46 важливого житлового будинку в Австралії м. Мельбурні, на двох кінцях сталевих труб в кожній секції на внутрішній поверхні прикріплені кільця, які створюють опір зрізу [57];

- у конструктивній системі «SWMB» до внутрішніх поверхонь трубчастих оболонок приварюються сталеві анкерні стержні з кроком 30 см [60].

Окрім перелічених вище відомих способів, є присутніми безліч науково-експериментальних досліджень в цій області. Далі розглянемо найбільш відомі.

Так само японськими ученими фірми «Сімідзу» ведуться роботи по вдосконаленню розробленого ними рішення бетонного ядра, що виключає

зчеплення, і сталевій обійми за рахунок мастила внутрішньої поверхні труби полімерним складом. Схожі експерименти проводилися радянськими ученими. У 1955г. у ЦНИИС В. А. Росновским і А.Ф. Ліпатовим були поставлені досліди з трубобетонними зразками, в яких труба перед бетонуванням змащувалася машинною олією. Результати випробувань показали, що зразки зі змащеною і незмащеною внутрішніми поверхнями виявилися равнопрочних [63]. Подібні дослідження були проведені Л.И. Стороженко [71]. У своїх дослідах він також використав машинну олію для мастила внутрішніх поверхонь труб і напівпил той же результат який був в дослідах ЦНИИС.

У 1988г. під керівництвом В. В. Дегтерева проведені випробування трубобетонних елементів на позацентрове стискування, але замість машинної олії використовувалася поліетиленова плівка з передачею навантаження від плити пресу безпосередньо на бетонне ядро. Напруга бетону під плитою пресу в 2,3 разу перевищувало кубикову міцність бетону. Руйнування колон відбувалося із-за сильного бічного тиску бетону, який викликав витріщення сітки в результаті межі плинності при розтягувань [96].

Розроблена в США система SWMB [1] для забезпечення зчеплення сталевій труби з бетоном передбачає приварювання до внутрішньої поверхні оболонки сталевих анкерних стержнів, які сприймають розтягуючу напругу на поверхні контакту матеріалів. Так, в роботі, яку опублікували в 1995 році американські учені Філіп Бойд, Вільям Кофер і Девід Макклин, один трубобетонний зразок (діаметром 200 мм і завтовшки сталевій оболонки 2,5 мм) був забезпечений внутрішніми анкерами (рисунок 1.9). Сталева оболонка заздалегідь розрізала уздовж подовжньої осі, і стержні приварювалися до неї шляхом зварювання по їх периметру. Потім обидві половини зварювалися між собою суцільним швом. Паралельно були виготовлені аналогічні трубобетонні зразки без поперечних анкерів. Усі зразки піддавалися циклічному поперечному вантаженню при постійному осьовому навантаженні. Зразок, забезпечений поперечними анкерами, показав велику

здатність на 5%, менше зниження міцності і більше енергопоглинання при дії циклічної поперечної сили, що несла. Пластичність усіх зразків була ідентична, за винятком більше раннього початку утворення того, що зім'яло металевої труби (поява гофр) зразків оснащених внутрішніми анкерами.

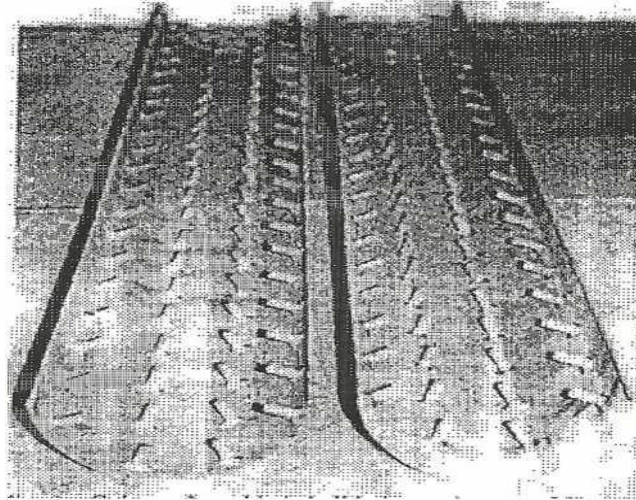


Рисунок 1.9 - Забезпечення спільної роботи бетонного ядра і сталеві оболонки за рахунок приварювання коротких стержнів по пропозиції

Ф. Бойда, В. Кофера і Д. Макклін

Облаштування анкерів на внутрішній поверхні труби дещо покращує характеристики труботонного елементу, але є трудомістким і дорогим заходом і вимагає використання складного спеціального устаткування, яке може бути виправдане при виготовленні труботонних колон великого перерізу у висотних будівлях.

Г. В. Мурашкиным [51,52] і А.А. Сахаровим пропонується в якості матеріалу ядра сталетруботонних елементів використати бетон, що твердне під надмірним тиском. У [20] наводяться дані експериментального дослідження труботонних елементів з бетоном, що твердне під тиском. Результати досліджень свідчать про значне підвищення здатності таких елементів, що несє. Проте необхідно відмітити, що під керівництвом Г. В. Мурашкіна були виконані по суті лише пробні експерименти, виготовлені і випробувані всього 6 дослідних зразків з незмінними геометричними характеристиками і параметрами виготовлення. Використання при цьому

конструкція пустотоутворювача у вигляді гладкої гумової трубки і технологічні параметри формування бетонної суміші не дозволили дослідникам отримати істотного збільшення здатності таких елементів, що несла.

Велика кількість робіт присвячена створенню різними способами попереднього обтискання бетонного ядра з метою забезпечення спільної роботи ядра і металеві оболонки.

Н.В. Мікулой пропонується [50] за допомогою компресійного ущільнення бетонної суміші з торців труби покращувати міцності характеристики бетону. Автор відмічає, що «компресійне ущільнення бетонної суміші тиском $13\div 39$ мПа дозволяє отримати щільнішу структуру, і підвищує міцність бетонного ядра в порівнянні з призмвою на $84\div 112$ %, а міцність самих елементів на $25\div 31$ %». Проте цей спосіб можна застосовувати тільки при невеликих довжинах трубобетонних конструкцій, що виготовляються, оскільки істотні втрати пресуючого тиску по довжині на подолання внутрішнього тертя бетонної суміші і тертя бетонної суміші об стінки сталеві труби неминучі.

Дослідження конструкцій з трубобетона привели до різних способів модернізації системи «Бетон в трубі». Так, В. А. Росновській [62] розглядав спосіб створення попереднього обтискання, що полягає в підтримці труби в нагрітому стані під час бетонування і початку тверднення бетону [63]. Передбачалося, що після набору певної міцності бетоном, остигаюча оболонка зменшуватиметься і тим самим обтискати бетонне ядро. У експериментах із зразками діаметром 30 см оболонка підтримувалася в нагрітому до 80 Із стані. Виявилось, що вже через 7 годин після заповнення труби бетоном температура центру бетонного ядра практично дорівнювала температурі оболонки. Міцність таких зразків виявилася дещо нижча звичайної. Очевидно, в цьому випадку бетонне ядро не мало достатньої міцності, щоб бути обжатим остигаючою сталеві оболонкою. Вдалішим способом В. А. Росновській рахував попередню поперечну напругу шляхом

пресування бетону за допомогою тиску на бетон стінок гумової камери, в порожнину якої нагніталася вода.

У роботі [40], виконаною під керівництвом И.Г. Людковского [41], пропонується підвищення ефективності і здатності трубобетонних елементів, що несе, за рахунок поперечного розрізання обойми. Поперечне розрізання обойми в трубобетонних зразках привело до збільшення здатності, що несе, на 12 %, а при стискуванні з ексцентриситетом $e_0 = 0,126D$ - до зниження в 4 рази. В цьому випадку потрібно обов'язкове армування елементу подовжньою арматурою.

Непоганий результат виходить при ущільненні бетонної суміші центрифугуванням [82]. У роботі, виконаною С. А. Харченко, проводилися експериментально-теоретичні дослідження здатності, що несе, і деформацій трубобетонних елементів зі зміцненими ядрами, у тому числі і з багатошаровими. Було експериментально встановлено, що зміцнення бетонного ядра збільшує здатність трубобетонних елементів, що несе, і зменшує їх деформативність. Найбільш ефективним є зміцнення бетонного ядра пресуванням, особливо здійснюваним методом центрифугуванням. Але при центрифугуванні трубобетонних елементів, по-перше, висока вірогідність розшарування бетонної суміші і, по-друге, через короткочасну дію відцентрових сил неможливо досягти необхідного попереднього розтягування сталеві оболонки [43].

Г. М. Мартіросов і А.И. Шахворостов запропонували забезпечувати спільну роботу бетонного ядра і сталеві обойми шляхом попередньої напруги сталеві труби за рахунок енергії розширення бетону, в якості терпкого для приготування бетонної суміші застосовувати напружуючий цемент. У роботах [45,46] робиться висновок, що застосування напружуючого бетону в ядрі трубобетонного елементу дозволяє вже на момент виготовлення отримувати самонапружені елементи, вільні від недоліків, властивих аналогам на звичайних бетонах. Істотно (близько 30%) підвищується межа пружної роботи сталетрубобетонних елементів на

напружуючому цементі в порівнянні з аналогічним на портландцементі. Здатність, що несе, при цьому зростає на 5-10 %. Проте при такому способі виготовлення величина попередньої напруги оболонки обмежена розширюваністю напружуючого цементу. Більше того, у зв'язку зі значною неоднорідністю напружуючого цементу, на практиці не вдається добитися стабільного рівня переднапруги сталеві оболонки, який може значно змінюватися з часом залежно від умов температурної вологості довкілля.

У Ульяновском державному технічному університеті У.А. Ямлеев, А.Н. Никашин, Р. Э. Камалтдинов запропонуємо підвищити стійкість позацентрово стиснутих трубобетонних елементів при одночасному підвищенні здатності, що несе, і зниженні металоємності за рахунок розміщення усередині бетонного ядра сердечника. Цей сердечник є високоміцними арматурними стержнями періодичного профілю, що розходяться віялом від середини до кінців оболонки і жорстко закріплені в її отворах скидай. Крім того, бетонне ядро виконане на цементі, що напружується.

Запропоновано виготовляти трубобетонні колони із заздалегідь обжатим бетонним ядром. Забезпечення найбільш сприятливих умов спільної роботи сталеві оболонки і бетонного ядра на усіх етапах вантаження може досягатися декількома способами. Одним із способів запропоновано виготовляти ТБК із заздалегідь обжатим бетонним ядром. Основною особливістю їх формування є застосування тривалого пресування бетонної суміші тиском 1,5...3 МПа. Пресуючий тиск через бетонну суміш передається на внутрішню поверхню сталеві труби-оболонки і створює в ній попередню розтягуючу напругу [13,58,47,32].

Як зовнішня оболонка використовуються сталеві труби промислового виробництва, а для заповнення ядра - важкий бетон з сучасними пластифікуючими добавками, всюди вживаний в сучасному будівництві [16].

Тривале пресування бетонної суміші в трубобетонних елементах робиться одним з трьох методів (рисунок 1.10) :

- за допомогою пустої утворювача спеціальної конструкції [65];
- шляхом послідовного втискування в цю суміш уздовж направляючого стержня, розташованого коаксіально зовнішній обоймі, трьох сталевих трубочок, що мають діаметри, що поступово збільшуються [58];
- за допомогою використання як терпкого реопластичного швидкоотвердіючого цементу, що розширюється.
- Завдяки попередньому розтягуванню сталевій оболонці і обтисканню бетонного ядра на усіх етапах роботи стислого трубобетонного елемента забезпечується спільна робота бетонного ядра і сталевій оболонці. Бетон, працюючий в умовах об'ємного стискування, має міцність в 1,8 - 2,7 рази вище, ніж при одновісному стискуванні. Таким чином, ТБК із задалегідь обжатим ядром мають значно велику здатність, що несе, в порівнянні з не обжатими колонами.

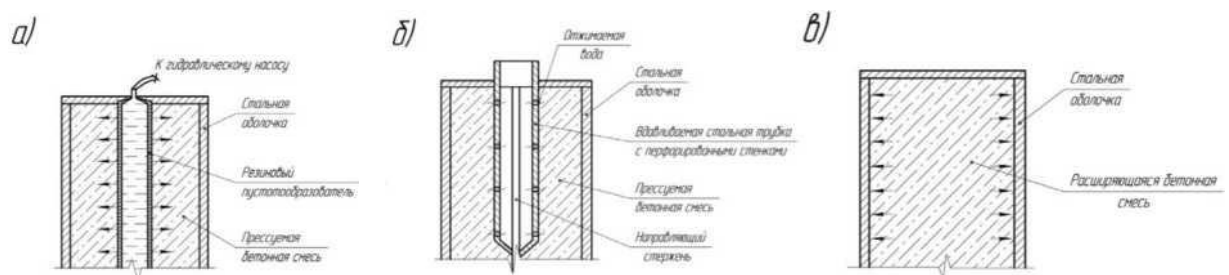


Рисунок 1.10 - Принципові схеми попереднього обтискування ТБК :

- а - тривале пресування бетонної суміші за допомогою пустої утворювача;
- б - пресування суміші шляхом послідовного втискування сталевих трубок;
- в - використання енергії розширюється цементу

Бетон, що твердне під тиском 2 - 3 МПа, має на 50...60 % більш високу міцність, а також істотно менші величини деформацій усадки і повзучості [33,5]. Крім того, завдяки попередньому розтягуванню сталевій оболонці і обтисканню бетонного ядра на усіх етапах роботи стислого трубобетонного елемента забезпечується спільна робота бетонного ядра і сталевій оболонці. Бетон, працюючий в умовах об'ємного стискування, має міцність в 1,8 - 2,7

разу вище, ніж при одновісному стискуванні. Таким чином, ТБК із заздалегідь обжатим ядром мають значно велику здатність, що несе, в порівнянні з не обжатими колонами.

Таким чином, незважаючи на досить велику кількість пропонованих способів підвищення ефективності трубобетонних конструкцій і враховуючи певні недоліки вказаних способів, можна зробити висновок про те, що на сьогодні завдання розробки ефективної конструкції трубобетонного елемента не вирішене в повному об'ємі.

1.4 Технологія заповнення труббетонном

При широкому застосуванні трубобетонних конструкцій, потрібний індустріальний і високопродуктивний спосіб заповнення труб бетоном, що забезпечує високу міцність і однорідність бетонного ядра. Існують три методи ущільнення бетону в трубах: глибинною вібрацією, штикуванням і зовнішньою вібрацією [30,34].

Глибинна вібрація здійснюється глибинними вібраторами вводяться у бетон, оболонка стержня при цьому нерухома. Спосіб застосовується в трубах діаметром зверху $D > 100$ мм. Штикування бетону роблять вручну стержнями, довжина яких більше довжини труби.

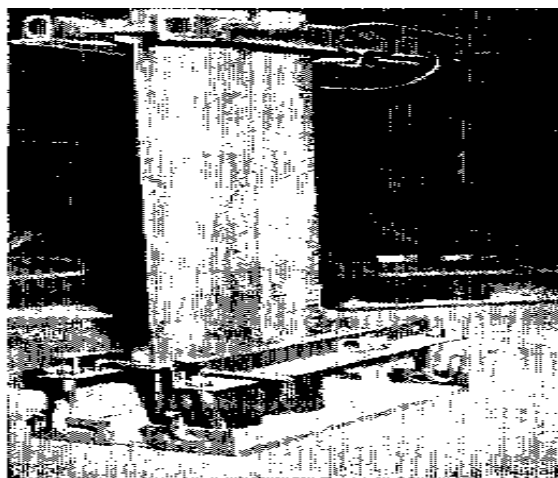


Рисунок 1.11 – Збірно-розбірні кріплення труб на вібраційної майданчику

Оболонка стержня при цьому способі також нерухома, а бетон ущільнюється під впливом переміщуваних стержнів. При штикуванні виходить погана якість бетону.

Найбільш ефективною і універсальною є зовнішня вібрація, здійснювана за допомогою вібростола з вертикальними гармонійними коливаннями. При цьому способі труби, міцно прикріплені до вібростола у вертикальному положенні, вібрують разом з ним (рисунок 1.11). Бетон подається згори, через завантажувальні воронки в обсадну трубу, заповнює її і одночасно ущільнюється. Такий метод здійснимий тільки в заводських умовах і застосовний для зв'язків ферм і в подібних до них не великих, малопролітних конструкціях.

1.5 Висновки по розділу:

В процесі дослідження проведений аналіз сучасного житлового будівництва, який вказує на певний ряд чинників, стримуючих широке застосування трубобетонних конструкцій при будівництві висотних будівель різного технологічного призначення. Широке застосування і впровадження трубобетонних конструкцій в Україні стримується відсутністю нормативних документів по їх проектуванню і розрахунку. Незважаючи на дуже ґрунтовні дослідження в цій області, потрібно визнати, що досі відсутній ефективна методика розрахунку і технології зведення ТБ конструкцій, немає надійної і прийнятної для практичного використання розрахункової моделі трубобетонного перерізу в граничному стані, адекватно тієї, що відбиває його специфічні особливості.

Проведений огляд способів підвищення ефективності трубобетонних елементів вказує на активні розробки в Україні і за кордоном по їх використанню як вертикальні несучі конструкції будівель. Відсутні рішення вузлів поєднання трубобетонних елементів по висоті і перекриттям і багатоповерхових каркасах, що забезпечують спільну роботу сталеві

«оболонки і бетонного ядра, що також є стримуючим фактом широкого використання таких конструкцій при будівництві будівель і споруд.

Таким чином, незважаючи на досить великі дослідження в області оцінки здатності трубобетона, проведені впродовж тривалого часу, що несе, по-перше, відсутня єдина думка про вплив умов обтискання на підвищення здатності, що несе, бетону в ядрі, по-друге, значна частина досліджень виконана із застосуванням бетонів без попереднього обтискання ядра. Вказані моменти зумовлюють актуальність досліджень за розрахунком трубобетона.

РОЗДІЛ 2

ОЦІНКА МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ТРУБОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І ЇЇ ЗАСТОСУВАННЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Попри те, що на початку 30-х років ХХ століття радянським ученим А.А. Цвяховим було уперше зроблено теоретичне обґрунтування роботи бетону в сталевій трубі при осьовому стискуванні [14], у Україні досі відсутня нормативна база по проектуванню і розрахунку таких конструкцій. Ця проблема привела до великої кількості різноманітних методик їх розрахунку, що базуються на різних експериментальних і теоретичних дослідженнях, які частенько суперечливі. Досі немає надійної і прийнятної для практичного використання розрахункової моделі трубобетонного перерізу в граничному стані, адекватно тієї, що відбиває його специфічні особливості.

2.1 Особливості роботи трубобетонних конструкцій

При проектуванні ТБК слід мати на увазі, що їх робота істотно відрізняється від роботи від сталевих і залізобетонних конструкцій. Ключовим моментом до розуміння особливостей веління трубобетонних конструкцій може служити аналіз їх роботи під навантаженням.

Дослідження дозволили встановити два можливі характери руйнування центрально стислих трубобетонних елементів. Руйнування елементів малого діаметру з високим коефіцієнтом армування відбувається внаслідок утворення гофров по периметру обойми і роздроблення бетону в цій зоні, що обумовлено втратою стінкою труби місцевої стійкості при значних особливих деформаціях бетонного ядра і сталевій оболонки. Руйнування ж елементів великого діаметру відбувається в результаті утворення гофров по діагоналі зразка з подальшим зрізом бетонного ядра по похилому перерізу, що обумовлено значними зусиллями зрізу у бетонному

ядру в порівнянні з тими, які може сприйняти обойма. Коефіцієнт ефективності обойми в цьому випадку складає близько 1,5-1,65.

Досліди показали, що бетон в обоймі зазнає деформації в 10 і більше разів вище, ніж у призм. Тому ефективність роботи сталеві труби можна підвищити за рахунок додаткового армування бетонного ядра високоміцною арматурою.

Аналіз показав, що гнучкі трубобетонні зразки працюють ефективніше за залізобетонних, які (особливо малого поперечного перерізу) в силу великих випадкових ексцентриситетів, викликаних викривленням опалубки і інших дефектів, руйнуються навіть при менших значеннях граничних навантажень, чим не заповнені бетоном труби, хоча і забезпечені подовжньою арматурою, рівною по площі перерізу труби.

При великих ексцентриситетах руйнівне навантаження ТБК різко зменшується і наближається до здатності традиційних залізобетонних елементів і порожніх труб, що несе. Л.И.Стороженко зробив висновок, що ефективність трубобетонних елементів зменшується зі збільшенням ексцентриситету. Величина відносного ексцентриситету додатка навантаження, визначальна ефективність застосування ТБК, порівняно із залізобетонними складає близько 1. При великих ексцентриситетах збільшується площа розтягнутої зони, а оскільки бетон погано працює на розтягування, то і навантаження сприймається в основному сталеві трубою, а роль бетонного ядра в даному випадку зводиться лише до підвищення місцевої стійкості стінок труби.

Здатність гнучких ТЕК, що несе, при позацентровому стискуванні в 2-3 рази здатності зразків, що вище несе, з порожніх труб і збільшується зі збільшенням товщини стінки і діаметру труби. В той же час ТБК гнучкість і ексцентриситет додатка зовнішнього навантаження роблять більший вплив на здатність, що несе, чим в сталевих і залізобетонних.

Характерною особливістю трубобетонного елемента при позацентровому стискуванні є дуже великі прогини. При цьому хоча метал в

стислій і розтягнутій зонах тече, які-небудь інші зовнішні ознаки руйнування не проявляються. В результаті навіть гнучкий позацентрово стислий елемент не вдається зруйнувати в повному розумінні цього слова - він може сильно прогнутися і при цьому продовжувати сприймати навантаження. В цьому випадку не доводиться говорити про утворення шарніра пластичності і епюра напруги в поперечному перерізі ближча до трикутної, чим до прямокутної.

Коли напруга в найбільш стислому волокні трубобетона досягає граничних величин, у бетоні інтенсивно утворюються мікротріщини, що приводять його в псевдо пластичний стан. Отже, в гнучких стислих трубобетонних елементах досягнення в одному з волокон напруги, рівної межі плинності, може привести до значних вигинів, що виключають нормальну роботу конструкції і в цьому випадку доводиться говорити не про втрату стійкості елемента, а про граничний стан по міцності або деформаціям.

Експерименти показали, що величина ефекту обойми обернено пропорційна до гнучкості елемента і відносного ексцентриситету і залежить від напруги на поверхні зіткнення бетону і обойми.

Відмітимо, що у вивченні ПДВ ТБК якнайповніше досліджена поведінка під навантаженням зовнішньої сталевий оболонки. На основі саме цього дослідники висувають гіпотези про характер роботи бетону, про спільність роботи бетонного ядра і обойми. Звідси і з'являються розбіжності в описі роботи елемента в цілому, що утрудняє обґрунтування методів розрахунку позацентрово стислих ТБК і оцінку ефективності обойми.

Без тривалих випробувань неможливо нормувати експлуатаційне, безпечне навантаження, яке є визначальним чинником в питаннях використання досліджуваної конструкції. Крім того, тривалі випробування виявляють на ті особливості її роботи під навантаженням, які неможливо зафіксувати в ході короткочасних випробувань. Тривалі експерименти завжди відрізнялися трудомісткістю реалізації, тому досліджень, в яких зачіпалися ці питання, порівняно трохи.

2.2 Розрахунок міцності трубобетонних колон

Дослідженню трубобетона присвячені роботи О. Н. Алперіной [4], А.А. Гвоздева [14], А.А. Долженко [18,19,20], В. В. Дегтерева [21], А.И. Кікіна [30], С. А. Ковригі [31], А.Л. Крішана [32], Л.К. Лукші [38,39], Г. М. Мартіросова [45,46], Г. П. Передерія [59], В. А. Росуовского [62,63], Р. С. Санжаровского [64], Л.И. Стороженко [70,71,72,73], В. М. Фонова [81], А.И. Шахворостова [85], S.H.Cai [82,3], Philip F. Boyd [1], S. Morino і інших.

У цих роботах накопичена велика кількість теоретичних і експериментальних досліджень, в основному присвячених роботі центрально стислим трубобетонним елементам. Проте в питаннях розрахунку існують багато суперечливих уявлень про роботу трубобетона під навантаженням. За граничний стан трубобетонної конструкції одні приймають момент досягнення сталевією трубою межі плинності, а інші досягнення елементам руйнівного навантаження.

2.2.1 Критерії міцності ТБК

Систематизуючи виводи різних робіт, можна зробити висновок, що дослідники відмічали три можливі критерії, що характеризують настання граничного стану стислих трубобетонних елементів.

Перший зв'язується з досягненням трубобетонним стержнем деякої заздалегідь заданої граничної величини подовжньої деформації [6,7,8,9], пружної роботи сталевією оболонки, що характеризує закінчення. Автори такого підходу до розрахунку міцності трубобетона вважають за неможливе опис напружено-деформованого стану сталевією труби за межею пропорціональності.

Другий, за пропозиціями О. Н. Алперіной, А.Ф. Ліпатова, А. І. Кикина, В. А. Трулля, Р. С. Санжаровского, Г. П. Передерія, Н.Ф. Скворцова та ін., зв'язується з досягненням в сталевією обіймі подовжньої напруги плинності (фізичних або умовних).

Р. С. Санжаровский, А.Н.Кікін і В. А. Труль довели, що одна і та ж подовжня деформація може бути досягнута на різних етапах роботи в залежності бетону і сталі. Наприклад, для високоміцної сталі при відносній деформації $\varepsilon=200 \times 10^{-5}$ стержень працюватиме біля середини пружної стадії і його здатність, що несе, виявиться використаною не повністю. З цієї причини бажано мати змінну величину подовжньої деформації, зв'язавши її з розвитком плинності в оболонці. Здатність стержня, що тоді несе, характеризуватиметься силою, відповідній подовжній деформації $\varepsilon = e_m$

Слід зазначити, що другий критерій більше обґрунтований, ніж перший. В той же час, він пов'язаний з бажанням забезпечити пружну роботу труби при експлуатації і підвищений запас міцності ТБК. Проте, по-перше, для сталеві оболонки ТБК настання плинності слід зв'язувати з досягненням інтенсивностей напруги і деформацій відповідних значень, розглядати ж окремо напружений стан тільки подовжнього напрямку неправомірно. По-друге, другий критерій не враховує зафіксованого в досліді факту, що при досягненні в сталевій обіймі напруги плинності бетонне ядро завантажене тільки на 60-70% і здатне нести ще більше навантаження. Причому момент початку плинності оболонки (що чітко фіксується за освітою поверхні ліній Чернова-Людерса) відносні подовжні деформації зразків зазвичай не перевищують 0,001 - 0,0015. Тобто в другій критерії ігноруються властивості пружнопластичності трубобетона, що знижує його ефективність.

Повна втрата здатності трубобетонного елемента, що несе, характеризується неможливістю його подальшого вантаження, з двома видами руйнування - бетонного ядра спільно з місцевою втратою стійкості оболонки або розриву сталеві оболонки в поперечному напрямі (при використанні тонкостінних труб з великими діаметрами).

Це третій критерій, приймали за базовий при побудові теоретичних розрахункових моделей А.А. Гвоздев, А.А. Долженко, ЛК. Лукша, И.Г. Людковській, С. В. Коврига і А.П. Нестеровіч, В. П. Мітрофанов, Г. В

.Мурашкін і А.А. Сахаров, Л.И. Стороженко, М. Моллер та ін. Він же, найчастіше, використовується в сучасних методиках [28].

Проте слід мати на увазі, що задовго до настання повної втрати здатності, що несе, подовжні деформації труб, що характерно для великої відносної товщини стінки труби. Експлуатація реальних конструкцій при подібних деформаціях неможлива і повинна закінчуватися раніше на деякій граничній деформації. У таких випадках гранична деформація може стати такою, що очолює, визначає граничний стан, а силовий чинник вже підбирається за її величиною.

Тому в ході розрахунку до повного руйнування одночасно слід обмежувати і деформації ТБК. Такий підхід може бути реалізований при розрахунку міцності по нелінійній деформаційній моделі залізобетону [12].

2.2.2 Методи розрахунку центрально стислих трубобетонних елементів

А.А. Гвоздев запропонував здатність трубобетонної стінки визначати залежністю (2.1), що несла, припускаючи, що руйнівне навантаження залежить від граничних умов бетонного ядра і сталеві оболонки [14]:

$$N = A_b R_b + 2 A_s R_s \quad (2.1)$$

де: N - граничне подовжнє зусилля;

A_b - площа поперечного перерізу бетону;

R_b - розрахунковий опір бетону на стискування;

A_s - площа поперечного перерізу сталеві оболонки;

R_s - розрахунковий опір сталі на стискування

А. А. Росновскій [72] за граничний стан трубобетонного стержня приймав початок плинності бетонного ядра. Здатність трубобетонного елементу, що несе, пропонує обчислювати за наступною емпіричною формулою залежно від кубікової міцності бетону :

$$N = A_b R_b + \sigma_s R_s \quad (2.2)$$

де: N - граничне подовжнє зусилля;

R_b - гранична міцність бетонного ядра, визначувана по (2.3);

A_b - площа поперечного перерізу бетону;

σ_s - межа плинності металу в сталевій оболонці;

R_s - площа поперечного перерізу сталеві оболонки.

$$R_b = 0,7R + 180 \quad (2.3)$$

де: R - марка бетону, визначувана міцністю 30-денних кубів з розмірами ребер 20x20x20см.

Роботи А.Ф. Ліпатова, Р. С. Санжаровського [79], О. Н. Алпериной [4] залежать від отриманої залежності Г. П. Передерія [59], у якій визначається руйнівне навантаження трубобетонних елементів при осьовому стискуванні наступним вираженням:

$$N = RF_b + 2,2 \sigma_T F_a \quad (2.4)$$

де: R - кубікова міцність бетону;

F_b - площа перерізу бетону;

σ_T - межа плинності сталі;

F_a - площа перерізу труби.

Залежність (2.4) відрізняється від (2.1) і (2.2), тим, що одночасно коригуються міцність бетону в трубі і зусилля в металевій обоймі.

У роботах А.А. Долженко [18,19] вираження, що описує роботу бетону і сталі в трубобетонном елементі без спотворень повинна мати наступний вигляд:

$$N_{m\bar{o}} \leq \varphi_{T\bar{o}} (R_{пр} F_{\bar{o}} + \alpha R_{тс} F_T) \quad (2.5)$$

де: $\varphi_{T\bar{o}}$ - коефіцієнт поздовжнього згину трубобетонного елементу;

$R_{пр}$ - призмная прочность бетона;

$F_{\bar{o}}$ - площадь сечения бетона;

α - коэффициент эффективности сталевої оболонки;

$R_{тс}$ - расчетное сопротивление сжатию металла трубы;

F_T - площадь сечения металлической трубы.

У вираженні (2.5), коефіцієнти коригують зусилля в сталевій обоймі (сім) і подовжнього згину (сім), є змінними.

А.И.Кікін, Р. С. Сакжаровский, В. А.Трулль [30] прийняли концепцію, що руйнування трубобетонного елемента відбувається внаслідок початку плинності сталевій оболонки в подовжньому напрямі. При центральному стискуванні загальна залежність здатності, що несе, представляється у вигляді співвідношення (2.6) заснованого на сумарному обліку складових - бетонного ядра і сталевій оболонки.

$$N = (k_b \sigma_b A_b + k_s R_s A_s) Y_c Y_H \quad (2.6)$$

де: k_b - коефіцієнт однорідності бетонного ядра;

σ_b - нормативний опір бетонного ядра;

A_b - площа перерізу бетону;

k_s - коефіцієнт однорідності сталі;

R_s - нормативний опір сталі;

A_s - площа перерізу сталі;

$Y_c Y_H$ - коефіцієнти надійності і умови роботи.

У дослідженнях В. М.Фонова, И.Г.Людковського, А.П.Нестеровича [81] для оцінки здатності трубобетона, що несе, використали вираження (2.7).

$$P_{u,d} = R_{bn} A_b + \alpha \sigma_{y,st} A_{st} \quad (2.7)$$

де: $P_{u,d}$ - здатність трубобетонного елемента, що несе;

R_{bn} - призмная міцність бетону;

A_b - площа поперечного перерізу бетону;

α - коефіцієнт ефективності сталевій обойми;

$\sigma_{y,st}$ - предієв плинність сталі;

A_{st} - площа поперечного перерізу сталі.

А.Л. Кришан, А.И.Заїкін, М.С.Купфер відмічали, що вираження (2.1) потребує коригування з використанням сучасних знань про роботу бетону в умовах об'ємного стискування [32]. У результаті отримана наступна залежність (2.8), що зберігає структуру і фізичний сенс формули (2.1)

$$N = A_b (R_b + k_t \sigma_{br}) + \alpha_s A_s R_s \quad (2.8)$$

де: N - граничне подовжнє зусилля;

A_b - площа поперечного перерізу бетону;

R_b - рахунковий опір бетону на стискування;

k_m - коефіцієнт бічного тиску;

σ_{br} - величина бічного тиску;

α_s - коефіцієнт, що враховує долю опору сталевій оболонки зусиллям від зовнішніх навантажень в подовжньому напрямі;

A_s - площа поперечного перерізу сталевій оболонки;

R_s - рахунковий опір стали на стискування.

Таким чином, запропонована залежність (2.8) оцінює здатність трубобетонної стійки, що несе, з урахуванням об'ємного стискування бетонного ядра і напруженого стану сталевій оболонки.

Необхідно відмітити, що вирази, що оцінюють здатність трубобетонних елементів (1), що несе, і (2) створювалися на початку 30-х років ХХ століття, коли в нашій країні відживала свій вік класична теорія розрахунку залізобетонних конструкцій. Глибокі дослідження і накопичений матеріал переконливо показали, що теорія розрахунку пружного тіла з її засадничими законами гіпотезою плоских перерізів і законом Гука для бетону не можуть більше використовуватися для визначення здатності залізобетонних елементів, що несе. Нині усі розрахунки, пов'язані з визначенням міцності центрально і позацентрово стислих трубобетонних елементів може здійснюватися тільки на підставі чинних нормативних документів.

2.2.3 Оцінка розрахунку позацентрово стислих трубобетонних елементів

Як відомо, в практиці досить складно забезпечити умови центрального стискування. Ефективність застосування трубобетонних елементів з точки зору їх здатності, що несе, зменшується зі збільшенням ексцентриситету і найнижчу мають позацентрово стислі колони з великими ексцентриситетами.

Роботі труботетона на цей вид завантаження приділена дуже скромна увага: їх розглядають рідко і тільки при дослідженні роботи центрально стислих елементів.

З робіт [20,22] А.А.Долженко слідує, що розрахунок позацентрово стислих труботетонних елементів незалежно від величини ексцентриситету слід робити так само, як і центрально стислою, з введенням коефіцієнта поздовжнього згину і позацентрового навантаження.

$$N_{T\sigma}^{BH} = \psi' - N_{T\sigma} \quad (2.9)$$

де: ψ - табличний коефіцієнт внецентренности навантаження;

ψ' - коэффициент поздовжнього згину;

$N_{T\sigma}$ - несуча здібність труботетонного елемента при осьовому стискуванні, визначається по формулі (2.5)

Н.Ф.Скворцов визначає граничне навантаження для позацентрово стислою елемента виходячи з міцності труботетона при осьовому стискуванні, але з урахуванням поведеної площі перерізу і введенням коефіцієнта, позацентровість додатка навантаження, що враховує.

$$P_{ud} = \varphi_{BH} \sigma_{y,st} A_{red} \quad (2.10)$$

де: φ_{BH} - коефіцієнт позацентрового стиснення;

$\sigma_{y,st}$ - межа текучості стали;

A_{red} - наведена площа поперечного перерізу.

На відміну від інших дослідників Л.И. Стороженко [71] дає вирішення питання, пов'язаного з визначенням здатності труботетонного несучого стержня, вираженням в математичному виді об'ємного напружено-деформованого стану елементів для будь-якої стадії: від початку завантаження до граничного стану по міцності. Із загального вигляду вираження виходять приватні рішення для осьового і позацентрового стискування і вигину. Особливістю теорії є комплексний облік впливу на об'ємний напружений стан: характеру армування, рівня завантаження, нелінійності деформації матеріалу, усадки і повзучості бетону. Такий підхід дозволяє визначати здатність елементів, що несе, при швидкому і тривалому

завантаженнях, а також при повторному навантаженні. Як відмічає сам автор, розроблена ним теорія, є складною навіть для ЕОМ. Тому пропонуються спрощені формули для визначення здатності, що несе, в граничному стані окремо для осьового і позацентрового стискування.

2.2.4 Способи розрахунку трубобетонних конструкцій на центральне і позацентровий стиснення відповідно до вітчизняними та зарубіжними нормами

У роботі [71] Л.И.Стороженко і А.В.Семко аналізують результати розрахунків трубобетонних конструкцій по різних існуючих нормах і методах розрахунку будівельних конструкцій, а саме:

- по приведених до сталі перерізах [48];
- як для залізобетонних конструкцій з жорстким армуванням [77];
- згідно з проектом нормативного документу, що розробляється, у тому числі і Полтавським НТУ під керівництвом «ЦНИИПроектсталькострукция» і викладеного в [84];
- відповідно до нормативного документу Eurocode 4 [70].

Результати цього аналізу показали, що розрахунок трубобетонних конструкцій по різних нормах для залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням дає близькі результати до отриманих по Eurocode 4, а при розрахунку як сталевих, з приведеним до бетону перерізом, слід враховувати непружні властивості бетону.

И.А. Узун [80] провівши зіставлений аналіз вітчизняних і зарубіжних нормативних даних і методик розрахунку, відмічає, що найобережніше оцінювати здатність трубобетонних елементів, що несе, можливо по німецьких нормативах DIN 18806 наступною залежністю:

$$N = \sigma_b^* A_b + \sigma_s A_s \quad (2.11)$$

де робиться облік спільної роботи бетонного ядра і обійми при визначенні напруги σ_b^* і σ_s за допомогою коефіцієнтів. При цьому загальна жорсткість трубобетонних елемента представляється як сума жорсткостей бетонного ядра і сталеві оболонки в припущенні їх пружною

$$(EJ)_{cl} = E_s J_s + E_b J_b \quad (2.12)$$

У зв'язку з тим, що цей метод застосовують в Німеччині разом з Eurocode 4 [86], автор рекомендує розрахунок трубобетонних елементів робити по цьому документу.

Особливість розрахунку нормального перерізу трубобетонного елемента на задану силову дію полягає в його пошаровому розбитті на елементарні ділянки для кожного виду матеріалів, визначення площ і координат їх центрів тяжіння в проекції на площину вигину, складання масивів даних для обробки програмним забезпеченням.

2.3 Результати розрахунку висотної будівлі з трубобетонними колонами на обчислювальному комплексі SCAD

Для чисельного аналізу напружено-деформованого стану трубобетонного елемента при дії на нього осьового стискаючого навантаження був використаний обчислювальний програмний комплекс SCAD [29]. Цей комплекс, за допомогою методу кінцевих елементів, робить оцінку напружено-деформованого стану різних конструкцій і систем, у тому числі і залізобетонних з урахуванням їх фізичної і геометричної нелінійності. Програмний комплекс дозволяє гнучко задавати характеристики матеріалів, з яких можуть складатися досліджувані елементи конструкцій, різні види навантажень і завантажень. Для детальнішого вивчення роботи елемента в програмному комплексі можливо поділити прикладене навантаження на елемент і завантажувати його частинами, у декілька етапів, що дає можливість дослідникові спостерігати за напружено-деформованим станом елемента, що вивчається, в процесі росту навантаження.

Загальні дані

Розрахунок виконаний за допомогою проектно-обчислювального комплексу SCAD. Комплекс реалізує звичайно-елементне моделювання статичних і динамічних розрахункових схем, перевірку стійкості, вибір невідповідних поєднань зусиль, підбір арматури залізобетонних конструкцій, перевірку здатності сталевих конструкцій, що несуть. У представленій нижче пояснювальній записці описані лише фактично використані при розрахунках названого об'єкту можливості комплексу SCAD.

Коротка характеристика методики розрахунку.

У основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів з використанням як основні невідомі переміщення і повороти вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізація конструкції виконана у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору тіл стандартного типу (стержнів, пластин, оболонок і так далі), що називаються кінцевими елементами і приєднаних до вузлів.

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента і вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями і внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), що входять в опис цього закону та ін.

Вузол в розрахунковій схемі методу переміщень представляється у вигляді абсолютно жорсткого тіла зникаюче малих розмірів. Положення вузла в просторі при деформаціях системи визначається координатами центру і кутами повороту трьох осей, жорстко пов'язаних з вузлом. Вузол представлений як об'єкт, що має шість ступенів свободи - три лінійні зміщення і три кути повороту.

Усі вузли і елементи розрахункової схеми нумеруються. Номери, присвоєні їм, слід трактувати тільки, як імена, які дозволяють робити необхідні посилання.

Основна система методу переміщень вибирається шляхом накладення в кожному вузлі усіх зв'язків, що забороняють будь-які вузлові переміщення. Умови рівності нулю зусиль в цих зв'язках є дозволяючими рівняннями рівноваги, а зміщення вказаних зв'язків - основними невідомими методу переміщень.

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутніми усі шість переміщень:

- 1 - лінійне переміщення уздовж осі X;
- 2 - лінійне переміщення уздовж осі Y;
- 3 - лінійне переміщення уздовж осі Z;
- 4 - кут повороту з вектором уздовж осі X (поворот навколо осі X);
- 5 - кут повороту з вектором уздовж осі Y (поворот навколо осі Y);
- 6 - кут повороту з вектором уздовж осі Z (поворот навколо осі Z).

Нумерація переміщень у вузлі (ступенів свободи), представлена вище, використовується далі усюди без спеціальних обмовок, а також використовуються відповідно позначення X, Y, Z, UX, UY і UZ для позначення величин відповідних лінійних переміщень і кутів повороту.

Відповідно до ідеології методу кінцевих елементів, істинна форма поля переміщень усередині елемента (за винятком елементів стержневого типу) приблизно представлена різними спрощеними залежностями. При цьому погрішність у визначенні напруги і деформацій має порядок $(h/L)^k$, де h — максимальний крок сітки; L — характерний розмір області. Швидкість зменшення помилки наближеного результату (швидкість збіжності) визначається показником міри До який має різне значення для переміщень і різних компонент внутрішніх зусиль (напруги).

Розрахункова схема.

Системи координат.

Для завдання даних про розрахункову схему можуть бути використані різні системи координат, які надалі перетворюються в декартові. Надалі для

опису розрахункової схеми використовуються наступні декартові системи координат :

Глобальна правостороння система координат XYZ, пов'язана з розрахунковою схемою

Локальні правосторонні системи координат, пов'язані з кожним кінцевим елементом.

Тип схеми

Розрахункова схема визначена як система з ознакою 5. Це означає, що розглядається система загального вигляду, деформації якої і її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Кількісні характеристики розрахункової схеми.

Розрахункова схема характеризується наступними параметрами:

Кількість вузлів — 4020

Кількість кінцевих елементів — 5409

Загальна кількість невідомих переміщень і поворотів — 23868

Кількість завантажень — 8

Кількість комбінацій завантажень — 599

Вибраний режим статичного розрахунку

Статичний розрахунок системи виконаний в лінійній постановці.

Набір початкових даних.

Детальний опис розрахункової схеми міститься в документі "Початкові дані", де в табличній формі представлені відомості про розрахункову схему, координати усіх вузлів, характеристики усіх кінцевих елементів, умови примикання кінцевих елементів до вузлів та ін., що містять

Граничні умови.

Можливі переміщення вузлів звичайно-елементної розрахункової схеми обмежені зовнішніми зв'язками, що забороняють деякі з цих переміщень. Наявність таких зв'язків помічена в таблиці "Координати і зв'язку" опису початкових даних символом #.

Умови примикання елементів до вузлів.

Точки примикання кінцевого елемента до вузлів (кінцеві перерізи елементів) мають однакові переміщення з вказаними вузлами.

Характеристики використаних типів кінцевих елементів.

У розрахункову схему включені кінцеві елементи наступних типів.

Стержневі кінцеві елементи, для яких передбачена робота за звичайними правилами опору матеріалів. Опис їх напруженого стану пов'язаний з місцевою системою координат, у якої вісь X_1 орієнтована уздовж стержня, а осі Y_1 і Z_1 , — уздовж головних осей інерції поперечного перерізу.

Деякі стержні приєднані до вузлів через абсолютно жорсткі вставки, за допомогою яких враховуються ексцентриситети вузлових примикань. Тоді вісь X_1 орієнтована уздовж пружної частини стержня, а осі Y_1 і Z_1 — уздовж головних осей інерції поперечного перерізу пружної частини стержня.

До стержневих кінцевих елементів даної розрахункової схеми відносяться наступні типи елементів :

Елемент типу 5, який працює за просторовою схемою і сприймає подовжню силу N моменти M_y і M_z , що вигинають, поперечні сили Q_z і Q_y , а також момент M_k , що крутить.

Кінцеві елементи оболонок, геометрична форма яких на малій ділянці елемента є плоскою (вона утворюють многогранник, вписаний в дійсну криволінійну форму серединної поверхні оболонки). Для цих елементів, відповідно до ідеології методу кінцевих елементів, істинна форма переміщень усередині елемента приблизно представлена спрощеними залежностями. Опис їх напруженого стану пов'язаний з місцевою системою координат, у якої осі X_1 і Y_1 розташовані в площини елемента і вісь X_1 спрямована від першого вузла до другого, а вісь Z_1 ортогональна поверхні елемента.

Чотирикутний елемент типу 44, який має чотири вузлові точки, не є спільним і моделює поле нормальних переміщень усередині елемента

поліномом 3 міри, а поле тангенціальних переміщень неповним поліномом 2 міри. Розташовується в просторі довільним чином.

Опис завантажень і їх характеристики.

Конструкція розрахована на 8 завантажень, з яких 6 є статичними, а 2 — динамічними.

Динамічний розрахунок системи виконаний з використанням розкладання по формах власних коливань. При цьому в розрахунку використовувалося не більше, ніж приведене нижче число форм :

Результати розрахунку.

У справжньому звіті результати розрахунку представлені вибірково. Уся отримана в результаті розрахунку інформація зберігається в електронному вигляді.

Переміщення.

Вичислені значення лінійних переміщень і поворотів вузлів від завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку «Переміщення вузлів».

Правило знаків для переміщень.

Правило знаків для переміщень прийняте таким, що лінійні переміщення позитивні, якщо вони спрямовані у бік зростання відповідної координати, а кути повороту позитивні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта (при погляді від кінця відповідної осі до її початку рух відбувається проти годинникової стрілки).

Зусилля і напруга.

Вичислені значення зусиль і напруги в елементах від завантажень представлені в таблиці результатів розрахунку «Зусилля/напруги елементів».

Для стержневих елементів зусилля за умовчанням виводяться в кінцевих перерізах пружної частини (початковому і кінцевому) і в центрі пружної частини, а за наявності запиту користувача і в проміжних перерізах по довжині пружної частини стержня. Для пластинчатих, об'ємних,

осесиметричних і оболонкових елементів напруги виводяться в центрі ваги елемента і при наявності запиту користувача в вузлах елемента.

Правило знаків для зусиль (напруги).

Правила знаків для зусиль (напруги) прийняті наступними:

Для стержневих елементів можлива наявність наступних зусиль :

N - подовжня сила;

M_{KP} - момент, що крутить;

M_Y - момент, що вигинає, з вектором уздовж осі Y_1 ;

Q_Z - перерізуюча сила у напрямі осі Z_1 відповідає моменту M_Y ;

M_Z - момент, що вигинає, відносно осі Z_1 ;

Q_Y - перерізуюча сила у напрямі осі Y_1 відповідає моменту M_Z ;

R_Z - відсіч пружної основи.

Позитивні напрями зусиль в стержнях прийняті наступними: для перерізуючих сил Q_Z і Q_Y - по напрямках відповідних осей Z_1 і Y_1 ;

для моментів M_X , M_Y , M_Z - проти годинникової стрілки, якщо дивитися з кінця відповідної осі X_1 , Y_1 , Z_1 ;

позитивна подовжня сила N завжди розтягує стержень.

На рисунку 2.1 показані позитивні напрями внутрішніх зусиль і моментів в перерізі горизонтальних і похилих (а), а також вертикальних (б) стержнів.

Знаком "+" (плюс) помічені розтягнуті, а знаком "-" (мінус) - стислі волокна поперечного перерізу від дії позитивних моментів M_y і M_z .

У кінцевих елементах оболонки обчислюються наступні зусилля:

нормальна напруга N_X , N_Y ;

що зрушує напруги T_{XY} ;

моменти M_X , M_Y і M_{XY} ;

перерізуючі сили Q_X і Q_Y ;

реактивна відсіч пружної основи R_Z .

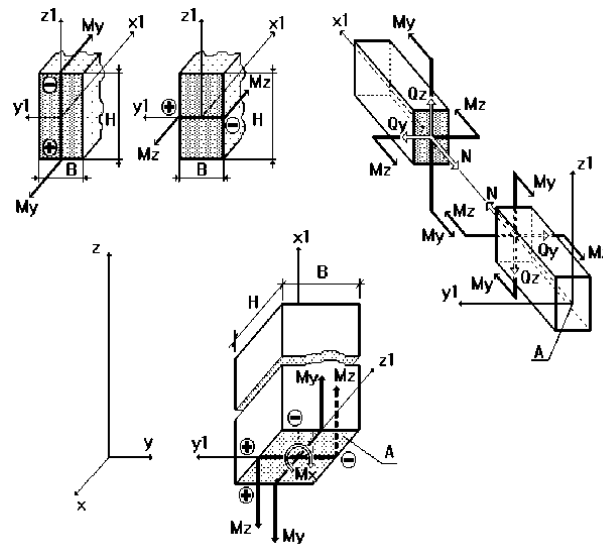


Рисунок 2.1 - Позитивні напрями внутрішніх зусиль в перерізі стержня

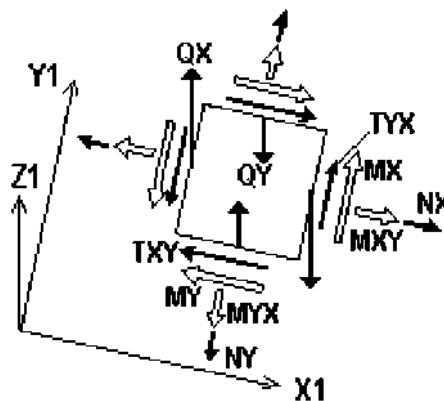


Рисунок 2.2 - Перерізуючи сили і вектори моментів, діючі по гранях елементарного прямокутника

На рисунку 2.2 показані позитивні значення напруги, перерізуючих сил і векторів моментів, діючі по гранях елементарного прямокутника, вирізаного в околиці центру тяжіння КЭ оболонки.

Вирівнювання осей для виведення напруги.

У розрахунковій схемі є присутніми пластинчаті або об'ємні і осесиметричні елементи, для яких напруга виводиться уздовж осей, відмінних від осей місцевої системи координат елементів.

Сумарні значення прикладених навантажень по вантаженнях.

У протоколі рішення задачі для кожного з вантажень вказуються значення сумарного вузлового навантаження, діючого на систему.

Розрахункові поєднання зусиль.

Значення розрахункових поєднань зусиль представлені в таблиці результатів розрахунку «Розрахункові поєднання зусиль».

Обчислення розрахункових поєднань зусиль робиться на підставі критеріїв, характерних для відповідних типів кінцевих елементів - стержнів, плит, оболонок, масивних тел. Як такі критерії прийняті екстремальні значення напруги в характерних точках поперечного перерізу елемента. При розрахунку враховуються вимоги нормативних документів і логічні зв'язки між завантаженнями.

Визначити РСУ - це означає знайти ті поєднання окремих завантажень, які можуть бути вирішальними (найбільш небезпечними) для кожного елемента, що перевіряється, або для кожного перерізу елемента [15].

Основою вибору невідних розрахункових поєднань зусиль служить принцип суперпозиції. З усіх можливих поєднань, відбираються ті РСУ, які відповідають максимальному значенню деякої величини, обраної в якості критерію і залежної від усіх компонентів напруженого стану :

а) для стержнів — екстремальні значення нормальної і дотичної напруги в контрольних точках перерізу, які показані на рисунку 2.3.

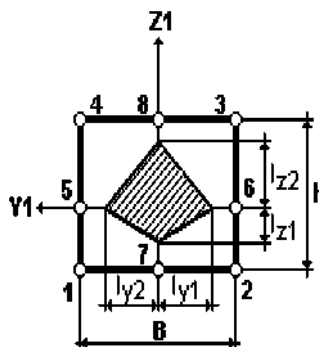


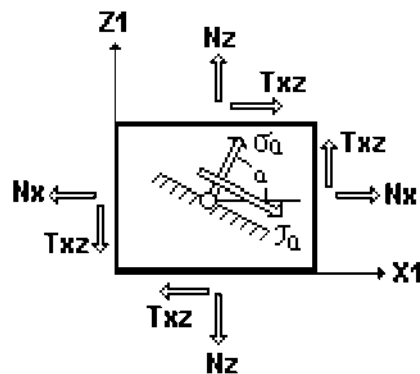
Рисунок 2.3 - Прямокутник, що обмежує габарити довільного перерізу

б) для елементів, що знаходяться в плоскому напруженому стані, — по огинаючих екстремальних кривих нормальної і дотичної напруги по формулах:

$$\sigma(\alpha) = N_x \cos^2 \alpha + N_z \sin^2 \alpha + T_{xz} \sin 2\alpha;$$

$$\tau(\alpha) = \frac{1}{2}(N_z - N_x) \sin 2\alpha + T_{xz} \cos 2\alpha.$$

Позначення приведені на малюнку 2.4. Нормальна напруга обчислюється в діапазоні зміни кутів від 90 до -90, а дотичні від 90 до 0. Крок зміни кутів 15.



рисунки 2.4 - Плоский напружений стан

в) для плит застосовується аналогічний підхід — розрахункові формули набувають вигляду:

$$M(\alpha) = M_x \cos^2 \alpha + M_y \sin^2 \alpha + M_{xy} \sin 2\alpha$$

$$M_k(\alpha) = \frac{1}{2}(M_y - M_x) \sin 2\alpha + M_{xy} \cos 2\alpha.$$

Крім того, визначаються екстремальні значення перерізуючих сил.

г) для оболонок також застосовується аналогічний підхід, але обчислюється напруга на верхній і нижній поверхнях оболонки з урахуванням мембранної напруги і зусиль, що вигинають.

д) для об'ємних елементів критерієм для визначення небезпечних поєднань напруги набуті екстремальних значень середньої напруги (гідростатичного тиску) і головної напруги девиатора.

Модальний аналіз. Власні форми. Інерційні навантаження

Форми коливань представлені в таблиці результатів розрахунку «Форми власних коливань».

Для кожного з врахованих в динамічному завантаженні форм коливань конструкції надрукована частота цієї форми (кругові частоти ω в радіанах, частоти f в герцах, періоди коливань T в секундах). Вони пов'язані залежностями:

$$\omega = 2\pi/T; \omega = 2\pi f; f = \omega / (2\pi); f = 1/T; T = 2\pi / \omega; T = 1/f.$$

Для кожної з форм власних коливань, що враховуються, надруковані співвідношення між величинами амплітуд у вузлах розрахункової схеми по кожній з дозволених завданням ступеня свободи у вузлі. Найбільша величина амплітуди призначається 1000, значення інших величин амплітуд визначаються в долях від 1000.

Інерційні навантаження у вузлах розрахункової схеми по напрямках ступенів свободи, дозволених розрахунковою схемою, можуть використовуватися для аналізу вкладу кожної з врахованих форм власних коливань в прочностной розрахунок або для подальших чисельних досліджень конструкції. Для контролю виведений заданий розподіл вагів мас. Розподіл вагів мас вказує, наприклад, як були розподілені маси для власної ваги конструкції у вказані вузли зосередження.

2.3.1 Аналіз результатів розрахунків

У розрахунковій схемі був змодельований будівля багатофункціонального житлового комплексу «Сайран» з трубобетонними колонами (рисунки 2.5 - 2.7).

Деякі конструктивні характеристики трубобетонних колон відповідали експериментальним зразкам трубобетонних елементів і були рівними:

- зовнішній діаметр зразків 550 мм;
- товщина стінки 9 мм;
- клас бетону по міцності на стискування C50/60

- **ПРОТОКОЛ ВИКОНАННЯ РОЗРАХУНКІВ**
- Mon Oct 13 00:39:38 2017
- Повний расчет. Версія 11.3. Зборка: oct 26 2017
- файл - "C:\and Settings\1057?айран\1057?айранN.SPR",
- шифр - "Сайран ".
- 00:39:48
- Інформація про розрахункову схему:
- - шифр схеми Сайран
- - порядок системи уравнений 266752
- - ширина стрічки 47670
- - кількість елементів 52796
- - кількість вузлів 45156
- - кількість загрузений 5
- - щільність матриці 100%
- 00:39:48
- Необхідна для виконання расчета дискова пам'ять:
- матрица жорсткості основної схеми - 426254 Kb
- динаміка - 108376 Kb
- перемещения - 58523 Kb
- зусилля - 68423 Kb
- робочі файли - 35510 Kb
- -----
- всього - 764.062 Mb
- 00:39:48
- На диску вільно 1932.211 Mb
- 00:39:48
- Розкладання матриці жорсткості багатофронтальним методом.
- 00:40:55
- Визначення стартових векторів
- 00:40:57
- Накопичення мас
- 00:41:08
- Розподіл мас для завантаження: 4
- Кількість активних мас : 132079
- 00:41:08
- X Y Z UX UY UZ
- 4366.77 4366.77 5893.13 0 0 0
- 00:41:18
- Розподіл мас для завантаження: 5
- Кількість активних мас : 132079
- 00:41:18
- X Y Z UX UY UZ
- 4366.77 4366.77 5893.13 0 0 0
- 00:41:19
- Визначення форм коливань для завантаження 4. Метод найшвидкого спуску.
- 00:42:58
- Кількість виконаних ітерацій 7
- 00:42:59
- Для загрузения 5 використані результати ітераційного процесу для завантаження 4.
- 00:43:00
- Обчислення динамічних сил. Завантаження 4
- 00:43:00
- Розрахунок на сейсмічні дії по ДБН
- коригувальний коефіцієнт - 0.800000
- коефіцієнт відповідальності будівлі - 1.000000
- коефіцієнт редукції - 0.300000
- коефіцієнт, що враховує висоту будівлі - 2.140000

- сейсмічність - 7
- категорія ґрунту - 3
- коефіцієнт ґрунтових умов - 1.000000
- коефіцієнт розсіювання енергії - 1.000000
- напрям дії поступального сейсмічного навантаження
- 1.000000 0.000000 0.000000.
- 00:43:00
- Обчислення динамічних сил. Завантаження 5
- 00:43:00
- Розрахунок на сейсмічні дії по ДБН
- коригувальний коефіцієнт - 0.800000
- коефіцієнт відповідальності будівлі - 1.000000
- коефіцієнт редукації - 0.300000
- коефіцієнт, що враховує висоту будівлі - 2.140000
- сейсмічність - 7
- категорія ґрунту - 3
- коефіцієнт ґрунтових умов - 1.000000
- коефіцієнт розсіювання енергії - 1.000000
- напрям дії поступального сейсмічного навантаження
- 0.000000 1.000000 0.000000.
- 00:43:01
- Накопичення навантажень основної схеми.
- Сумарні зовнішні навантаження на основну схему
- X Y Z UX UY UZ
- 1- -0.00254269 294.831 58866.2 2.15295 1.62725 -0.215869
- 2- -0.00134255 -0.0045246 9852.74 -4.19141 2.44587 -0.115101
- 3- 1.06832e - 005 -1.29788e-005 124.123 -0.0496108 -0.00998189
- 0
- 4- 1 1509.62 51.3027 5.4234 0 0 0
- 4- 2 2.91482 -76.8363 -0.319895 0 0 0
- 4- 3 7.44905 7.37404 0.886646 0 0 0
- 4- 4 1281.57 75.2213 -7.6652 0 0 0
- 4- 5 39.9509 -149.956 -1.53194 0 0 0
- 4- 6 8.50247 76.7632 -5.2299 0 0 0
- 4- 7 0.0377485 0.272025 6.93161 0 0 0
- 4- 8 0.00566801 -0.416019 0.131158 0 0 0
- 4- 9 97.5113 16.545 7.72132 0 0 0
- 4- 10 206.784 5.84375 51.4576 0 0 0
- 4- 11 1.57763 -4.30874 2.67652 0 0 0
- 4- 12 140.635 -6.74428 -68.2568 0 0 0
- 5- 1 51.3027 1.74346 0.184308 0 0 0
- 5- 2 -76.8363 2025.45 8.43261 0 0 0
- 5- 3 7.37404 7.29978 0.877718 0 0 0
- 5- 4 75.2213 4.41509 -0.449906 0 0 0
- 5- 5 -149.956 562.863 5.75014 0 0 0
- 5- 6 76.7632 693.044 -47.2174 0 0 0
- 5- 7 0.272025 1.96028 49.9509 0 0 0
- 5- 8 -0.416019 30.5348 -9.62666 0 0 0
- 5- 9 16.545 2.80723 1.3101 0 0 0
- 5- 10 5.84375 0.165145 1.4542 0 0 0
- 5- 11 -4.30874 11.7678 -7.30997 0 0 0
- 5- 12 -6.74428 0.323428 3.27332 0 0 0
- 00:43:13
- УВАГА: Дана сума усіх зовнішніх навантажень на основну схему
- 00:43:14
- Обчислення переміщень в основній схемі.
- 00:43:36
- Робота зовнішніх сил

- 1 - 335.365
- 2 - 20.8366
- 3 - 0.032692
- 4 - 1 58.0687
- 4 - 2 0.100821
- 4 - 3 0.192255
- 4 - 4 8.08968
- 4 - 5 0.189039
- 4 - 6 0.0376266
- 4 - 7 3.59231e - 005
- 4 - 8 5.87021e - 006
- 4 - 9 0.159121
- 4 - 10 0.237835
- 4 - 11 0.000975064
- 4 - 12 0.127151
- 5 - 1 0.0670636
- 5 - 2 70.0586
- 5 - 3 0.188403
- 5 - 4 0.0278695
- 5 - 5 2.66334
- 5 - 6 3.06698
- 5 - 7 0.00186549
- 5 - 8 0.0316241
- 5 - 9 0.0045809
- 5 - 10 0.000189944
- 5 - 11 0.00727319
- 5 - 12 0.000292418
- 00:43:37
- Контроль рішення для основної схеми.
- 00:43:51
- Обчислення зусиль в основній схемі.
- 00:44:44
- Вибір розрахункових поєднань зусиль в основній схемі.
- 00:45:38
- **З А Д А Н І Е В Ї П П Р О Л Н Е Н О**
- Витрачений час: 5.98 хв.



Рисунок 2.5 - Розрахункова схема будівлі ЖК «Сайран»

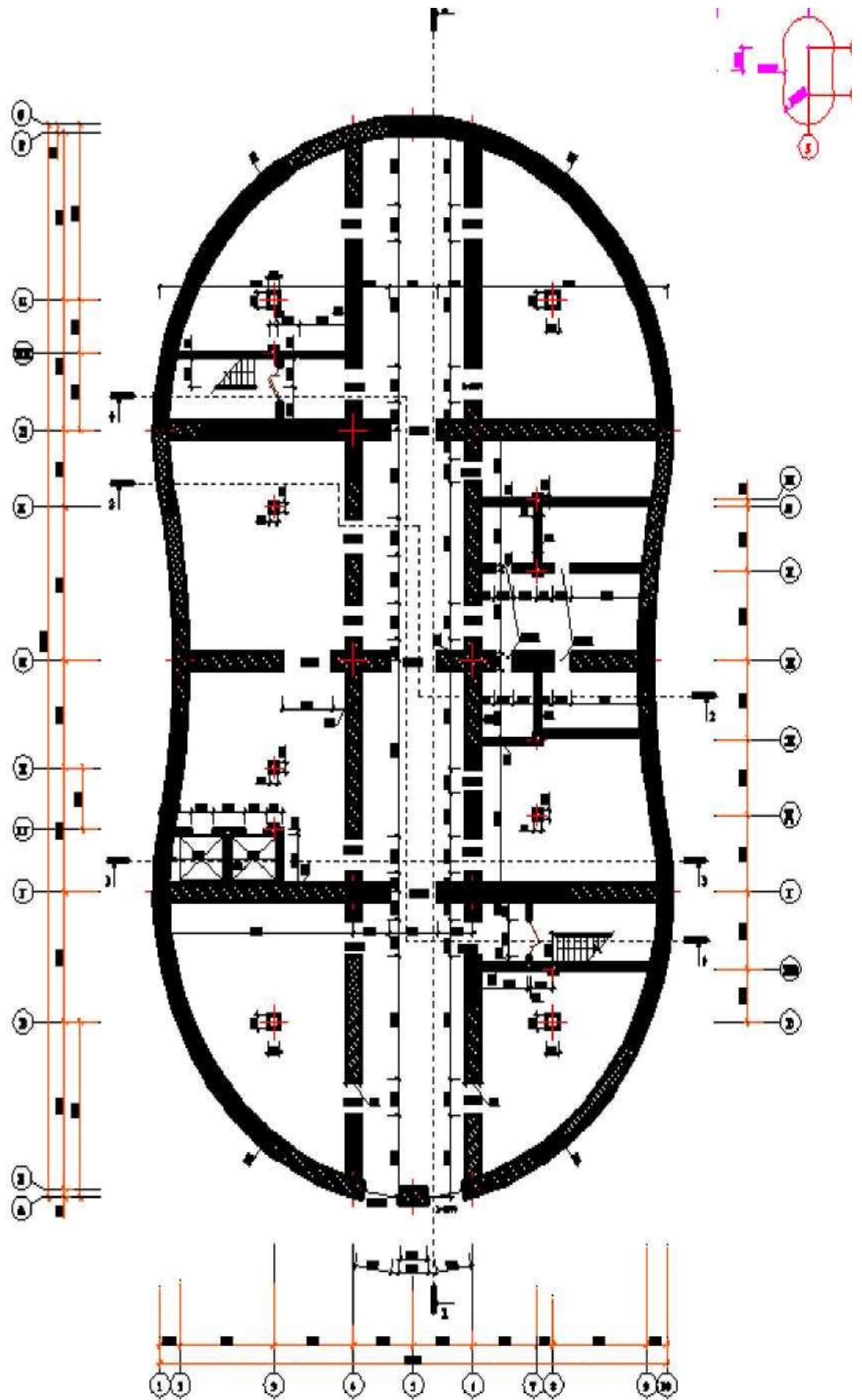


Рисунок 2.6 - Архітектурний план підвального поверху

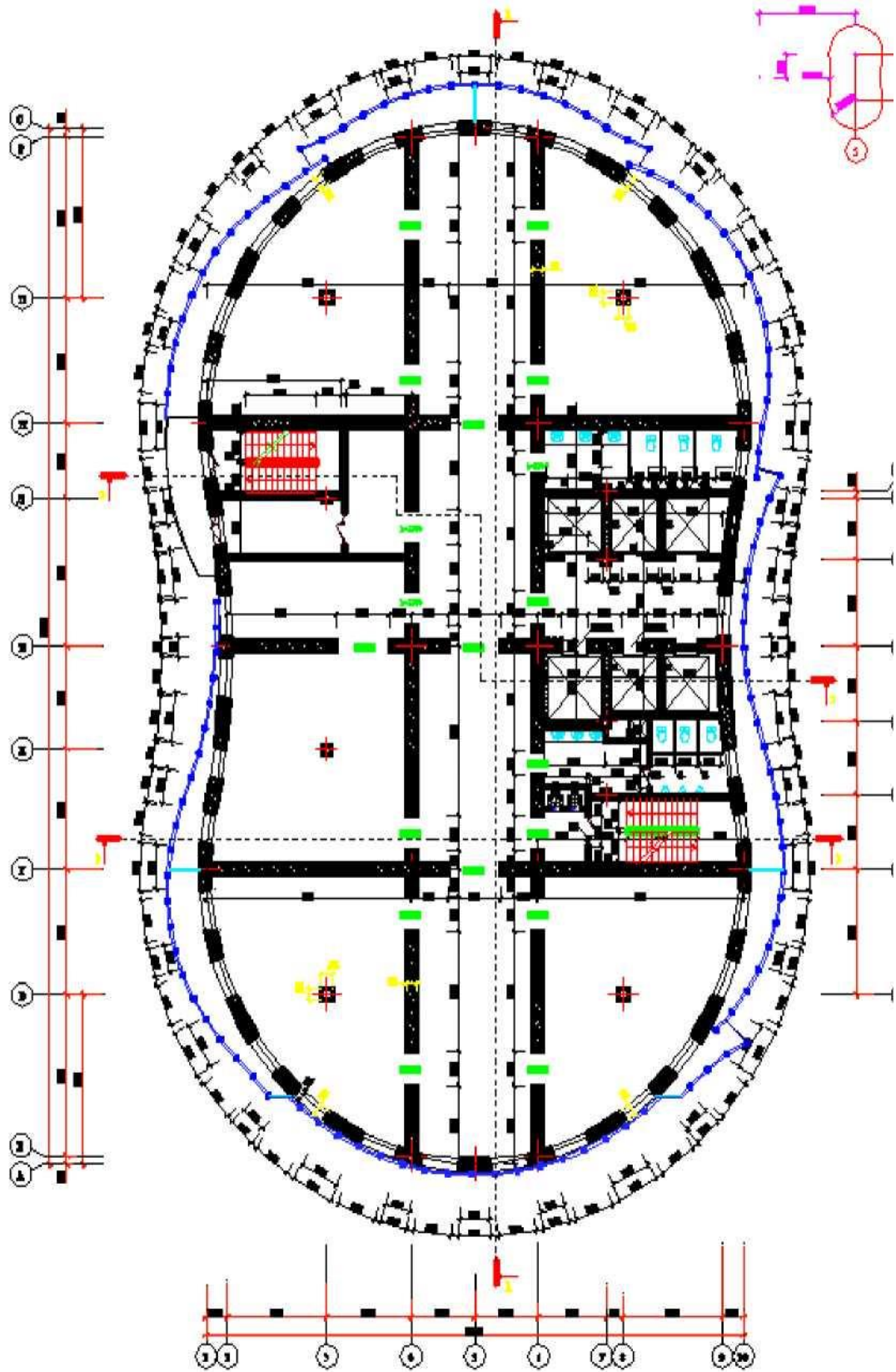


Рисунок 2.7 - Архітектурний план типових поверхів

Таблиця 2 .1 - Розрахункові поєднання зусиль (старі)

Розрахункові поєднання зусиль (старі)															
Номер	УН	Номер	С	КРТ		Вид	Значення						Тип	КС	Формула
р	Г	р	Т	№	Значення		N	Mk	My	Qz	Mz	Qy			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
38862		1	3	12	-0,207		-	0,077	-9,014	9,74	-	-	B	C	0.9*L1 +L4
38862		1	3	13	10,886		-	0,074	-9,996	10,74	-	-	B	C	0.9*L1
38862		1	3	27	1,152		-	-0,132	-4,998	5,40	0,432	1,22	B	C	0.9*L1 - L4
38862		1	3	28	-0,104		-	0,074	-9,982	10,73	-	-	B	C	0.9*L1 +0.5*L2+L4
38862		2	1	2	-712,665		-	-0,038	-0,634	10,38	-	0,63	A		L1+L2
38862		2	1	9	0,59		-	-0,03	-0,419	8,44	-	0,64	A		L1+L3
38862		2	1	27	0,589		-	-0,03	-0,42	8,41	-	0,64	A		L1
38862		2	2	29	0,706		-	-0,037	-0,611	10,21	-	0,63	A		L1+0.9*L2+0.9*L3
38862		2	3	2	-817,016		-	-0,136	0,198	6,40	-	1,22	B	C	0.9*L1
38862		2	3	9	1,222		-	0,164	-0,488	8,67	-	0,91	B	C	0.9*L1 +0.5*L3 - L5

Розрахункові поєднання зусиль (старі)															
Номер	УН	Номер	С	КРТ		Вид	Значення						Тип	КС	Формула
1	2	3	4	5		6	7						8	9	10
				№	Значення		N	Mk	My	Qz	Mz	Qy			
38862		2	3	10	-0,172		-	-0,223	-0,375	7,47	-0,9	0,24	B	C	$0.9*L1+0.5*L2+L5$
38862		2	3	12	-0,207		-282,45	0,077	-1,06	9,74	-0,164	-0,064	B	C	$0.9^{^4}$
38862		2	3	13	10,886		-	0,074	-1,166	10,74	-0,243	-0,069	B	C	$0.9*L1+0.5*L2+0.5*L3$
38862		2	3	27	1,152		-	-0,132	0,304	5,40	-0,783	1,22	B	C	0.9^{14}_4
38862		2	3	28	-0,104		-	0,074	-1,167	10,73	-0,244	-0,069	B	C	$0.9*L1+0.5*L2+L4$
38862		3	1	2	-648,889		-	-0,038	8,454	10,38	-1,241	0,635	A		$L1+L2$
38862		3	1	9	0,59		-572,38	-0,03	6,973	8,44	-	0,646	A		$L1+L3$
38862		3	1	27	0,589		-	-0,03	6,945	8,41	-1,091	0,646	A		$L1$
38862		3	2	29	0,706		-	-0,037	8,329	10,21	-1,225	0,636	A		$L1+0.9*L2+0.9*L3$
38862		3	3	2	-788,52		-811,54	-0,136	4,986	6,40	-1,876	1,22	B	C	$0.9^1+0.5^2+0.5^3^4$
38862		3	3	9	1,222		-	0,164	7,23	8,67	-1,369	0,917	B	C	$0.9^1+0.5^{34}_5$
38862		3	3	10	-0,172		-	-0,223	6,039	7,47	-	0,24	B	C	$0.9*L1+0.5*L2+L5$
38862		3	3	12	-0,207		-281,89	0,077	8,284	9,74	-0,163	-0,064	B	C	$0.9^{^4}$
38862		3	3	13	10,886		-	0,074	9,053	10,74	-0,237	-0,069	B	C	$0.9*L1+0.5*L2+0.5*L3$
38862		3	3	27	1,152		-	-0,132	4,217	5,40	-1,801	1,22	B	C	0.9^{14}_4
38862		3	3	28	-0,104		-	0,074	9,039	10,73	-0,238	-0,069	B	C	$0.9*L1+0.5*L2+L4$

2.3.2 Визначення поперечних перерізів

Центрально стислого елемента.

Заздалегідь задаємося розмірами перерізу центрально стислого трубобетонного елемента : $D=550$ мм, $\delta=9$ мм; розрахункова довжина елемента $l_{ef}=l=3,6$ м. Бетон класу C50/60. Сталева труба із сталі марки СтЗпс6 ГОСТ- 10705-80, класу C255, $R_m=240$ МПа= 2450 кгс/см². розрахункові подовжні сили від тривало діючої частини навантаження : $N_{дл}=812,0$ т, від навантажень малої сумарної тривалості $N_{к}=282,0$ т.

Визначаємо призмову міцність $R_{пр}=330$ кгс/см².

$$N=812,0+282,0=1094,0\text{т}$$

Оскільки зовнішній діаметр елемента $D=55,0$ см >15 см, $m_b=1$.

Для визначення коефіцієнта подовжнього згину $\varphi_{тб}$ обчислюємо

$$I/D=360/55,0=6,5$$

$$i$$

$$N_{дл}/N=812,0/1094,0=0,74$$

і по цих значеннях знаходимо $\varphi_{тб}=1$.

Підраховуємо площі поперечних перерізів бетону і труби :

$$F_{б} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(D - 2\delta)^2}{4} = \frac{3.14 * 53.2^2}{4} = 2221.7 \text{ см}^2$$

$$F_{м} = \frac{\pi(D^2 - 2d^2)}{4} = \frac{3.14 * 2944}{4} = 2311.0 \text{ см}^2$$

Для визначення коефіцієнтів v і a обчислюємо характеристику перерізу елемента

$$\delta/d=9/532=0.017$$

За значенням b і $\delta/d =0,017$ для класу бетону C50/60 знаходимо коефіцієнт $\beta=1,24$. Для $\delta/d =0,017$ і класу сталі C255 визначуваний коефіцієнт $\alpha=1,13$.

Розрахункову здатність центрально стислого трубобетонного елемента, що несе, визначаємо з умови (2) :

$$N = 1(1.24 * 330 * 2221.7 + 1.13 * 2311 * 71.3) = 1100015 \text{ кгс} = 1100 \text{ тс} > 1094 \text{ тс}$$

Отже, міцність трубобетонного елемента забезпечена.

Позацентрово стиснутого елемента.

Для визначення розміру позацентрово стиснутого елемента по розрахункових поєднаннях зусиль підбираємо не вигідне поєднання комбінацій навантажень N_{\max} з відповідним M моментом і M_{\max} з відповідним подовжнім навантаженням N .

Беремо стислий елемент, до якого навантаження прикладене з ексцентриситетом $e_o = M/N = 54,4/1814 = 3,0$ см Бетон класу С50/60. $N_{\text{дл}} = 114,3 \text{ т}$, $N_{\text{к}} = 67,1 \text{ т}$. Труба із сталі Ст3пс6 класу С255 ($R_m = 240 \text{ МПа} = 2450 \text{ кгс/см}^2$). Висота колони 3,6 м.

Для цього бетону $R_{\text{пр}} = 330 \text{ кгс/см}^2$; $E_b = 4 * 10^5 \text{ кгс/см}^2$.

Орієнтовно приймаємо $D = 550$ мм, $\delta = 9$ мм.

Обчислюємо геометричні характеристики:

$$D = D - 2\delta = 550 - 2 \cdot 9 = 283 \text{ мм};$$

$$F_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (D - 2\delta)^2}{4} = \frac{3.14 * 28.3^2}{4} = 628.7 \text{ см}^2$$

$$F_b = \frac{\pi (D^2 - 2d^2)}{4} = \frac{3.14 * 93.12}{4} = 73.1 \text{ см}^2$$

$$I_M = 0.05(D^4 - d^4) = 0.05(29.9^4 - 28.3^4) = 7891.4 \text{ см}^4$$

$$I_b = 0.05d^4 = 0.05 * 28.3^4 = 32071.2 \text{ см}^4$$

$$n = \frac{E_M}{E_b} = \frac{2.3 * 10^6}{4 * 10^5} = 5.25$$

$$I_{\text{пр}}^M = I_M \frac{I_b}{n} = 7891.4 + \frac{32071.2}{5.25} = 14000.2 \text{ см}^4$$

Обчислюємо розрахунковий ексцентриситет e :

$$B = E_M I_{\text{пр}}^M = 2.1 * 10^6 * 14000.2 = 29400 * 10^6 \text{ кгссм}^2$$

$$f = \frac{Nl^2 e_0}{B\pi^2 + Nl^2} = \frac{181400 * 360^2 * 3}{29400 * 10^6 * 3.14^2 + 181400 * 360^2} = 0.22 \text{ см}$$

$$e = e_0 + f = 3 + 0.22 = 3.22 \text{ см}$$

Визначаємо зусилля, що сприймається елементом з прийнятим поперечним перерізом. Для цього використовуємо формулу, оскільки $e_0 < 0.25 D = 0.25 * 299 = 74.75 \text{ мм}$.

Знаходимо коефіцієнти ефективності бетону і труби :

$$\frac{\delta}{d} = \frac{8}{238} = 0.0282$$

$$\alpha_{\text{вн}} = \alpha = 1.11; \beta = 1.38.$$

Визначаємо:

$$\beta_{\text{вн}} = \beta - \frac{e_0}{D} (\beta - 1.15) = 1.38 - \frac{3}{29.9} (1.38 - 1.15) = 1.357$$

$$c = \frac{1 + \frac{8e}{d}}{1 + \frac{8De}{D^2 + d^2}} = \frac{1 + \frac{8 * 3.22}{28.3}}{1 + \frac{8 * 29.9 * 3.22}{29.9^2 + 28.3^2}} = 1.31$$

$$N = \frac{d}{d + 8e} (c * \alpha_{\text{вн}} * R_M * F_6 + \beta_{\text{вн}} * F_{\text{пр}} * F_6) = \frac{28.3}{28.3 + 8 * 3.22} \times$$

х

$$1.31 * 1.11 * 2450 * 73.1 + 1.36 * 330 * 628.7$$

=

$$= 2840 \text{ кгс} = 284 \text{ тс} > 181 \text{ тс}$$

Міцність позацентрово стиснутого елемента забезпечена.

2.4 Висновки по розділу

Згідно з порівняльним аналізом методик визначення міцності центрально і позацентрово стислих трубобетонних елементів, спосіб Л.И. Стороженко і А.В. Семко [74] відповідно до керівництва по проектуванню залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою, дає близькі результати

до експериментальних і Eurocode 4 [86] особливо для позацентрово стиснутих елементів, а також може використовуватися в нашій країні з урахуванням існуючих норм.

Складений на підставі ортотропної моделі залізобетону комплексний розрахунок задовільно описує напружено-деформований стан трубобетонних колон.

Складена і реалізована у вигляді програми загальна методика розрахунку дозволяє оцінювати напружено-деформований стан і міцність трубобетонних конструкцій з використанням сучасної обчислювальної техніки.

РОЗДІЛ 3

ВПРОВАДЖЕННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОЛОН В ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА

3.1. Техніко-економічна ефективність застосування трубобетонних конструкцій.

Ефективність тих або інших будівельних конструкцій обумовлюється витратою матеріалів, необхідних для їх виробництва, трудовитратами і, зрештою, вартістю цих конструкцій.

Як показує досвід будівництва конструкцій з трубобетона і досвід їх проектувань, при застосуванні трубобетона досягається економія матеріалів, трудовитрат і вартості. Наприклад, в порівнянні з металевою пролітною будовою фактична вартість трубобетонного моста, побудованого В. А. Росновським, виявилася на 20% менше. При цьому економія металу склала 52%. При заміні на Семілуцькому заводі вогнетривів залізобетонних колон на трубобетонні трудові витрати зменшені майже удвічі. Крім того, при проектній вазі залізобетонної колони більше 13 т трубобетонна стійка важить всього біля 2 т. Досягнуте велике зниження вартості конструкцій. Висока економічна ефективність трубобетонних конструкцій вже давно було доведено в різних працях.

Важливою перевагою трубобетонних конструкцій в порівнянні із звичайними залізобетонними є те, що вони не потребують заставних деталей і в опалубці, оскільки в цьому випадку і опалубку і арматуру замінює труба-обойма.

У залізобетонних колонах застосовується багато заставних деталей різного призначення і типів. На сьогодні існує величезна кількість типорозмірів заставних деталей, що не дозволяє забезпечити ритмічність їх комплектації.

По наших дослідженнях труботетон має виключно високу здатність, що несе, при невеликих поперечних перерізах колон, будучи прекрасним прикладом оптимального поєднання видатних здібностей металу і бетону (таблиця 3.1). При цьому сталеві труби виконують роль незнімної опалубки при бетонуванні, забезпечуючи як подовжнє, так і поперечне армування бетону, нею сприймаються навантаження по усіх напрямках і під будь-яким кутом. Бетон в труботетоні знаходиться в умовах усебічного стискування і в такому стані витримує напругу, що істотно перевищує його призмову міцність.

Досвід будівництва будівель з труботетонними конструкціями показав переваги застосування таких конструкцій, що підтверджено численними дослідженнями в різних країнах (таблиця 3.2).

Можна привести порівняння техніко-економічної ефективності труботетона із сталевими і залізобетонними конструкціями на прикладі запроектованих промислових і цивільних споруд. Про економічність і доцільність труботетонних конструкцій штрипсового стана-300 Криворізького металургійного заводу свідчать такі дані: прямі витрати на будівельні конструкції знизилися на 40%, трудомісткість - на 38%. У головному корпусі заводу «Комуніст», де залізобетонний каркас був повністю замінений на труботетонний, вартість конструкцій знизилася на 45, трудомісткість зменшилася на 62%.

Таблиця 3.1 - Порівняльні витрати матеріалів на несучі колони

Матеріал колон	Площа перерізи колони м ²	Діаметр колони м	Площа металу м ²	Площа бетону м ²	Витрата металу %	Витрата бетону %
Залізобетон	0,405	0,670	0,023	0,382	127	118
Метал	0,059	1,000	0,059	-	304	-
Труботетон	0,321	0,630	0,019	0,302	100	100

Таблиця 3.2 - Основні переваги технології труботетона

Конструкційні і експлуатаційні	Технологічні	Економічні
1. Висока здатність труботетонних колон, що несе	1. Виконання сталевих трубою ролі первинного каркаса будівлі і незнімної опалубки для бетону	1. Скорочення витрати металу на зведення каркасів будівлі в 1,8-2 рази
2. Ефективність роботи сталевих об'єктів - труби замість арматури	2. Робота в зимовий час	2. Скорочення термінів будівництва
3. Підвищення міцностних показників, довговічності і стійкості бетону, що знаходиться в трубі	3. Висока швидкість зведення каркасів з труботетона, що перевершує аналогічну для класичного залізобетону	3. Скорочення термінів будівництва і споруд в 1,5-2 рази
4. Тривале стискування бетону, що знаходиться в трубі	4. Зниження об'ємів зварювальних робіт в 2-3 рази	3. Зниження собівартості будівництва коробок будівель і споруд на 25-30%
5. Зниження маси каркаса будівлі, що несе		
6. Підвищення вогнестійкості сталевих конструкцій каркаса		
7. Висока стійкість будівлі до сейсміки, вибухів, граничних навантажень і ударів		

Аналіз техніко-економічних показників металевих, залізобетонних і труботетонних колон здійснений в ЛІСІ А.И. Міщенко і Р. С. Санжаровский. Показники для металевих і залізобетонних колон були узяті з проектів побудованих споруд. Труботетонні колони розраховувалися по навантаженнях, діючих на аналогічні сталеві і залізобетонні колони. У

приведених витратах враховані монтаж, забарвлення, капітальні вкладення в суміжні галузі будівельного виробництва, капітальні вкладення до основних фондів, а також експлуатаційних витрат.

У трубобетонних колонах спрощуються конструкції стиків, і зменшується металоємність. Конструкції консолей трубобетонних колон - зварні і можуть бути вирішені в різних варіантах з урахуванням архітектурно-будівельних вимог. Виготовлення колони здійснимо як в умовах заводів, так і в умовах будівельного майданчика.

Аналіз показує, що трубобетонні елементи ефективніші за залізобетонні і сталеві конструкції. При заміні залізобетонних конструкцій на трубобетонні значно зменшується витрата бетону і металу за рахунок заставних деталей, майже удвічі знижуються трудовитрати. Зменшується вага конструкцій.

Застосування трубобетонних конструкцій особливе ефективно при великих навантаженнях в центрально стислих і позацентрово стиснутих елементах з малими ексцентриситетами.

І звичайно ж, застосування трубобетона вимагає додаткового опрацювання основних вузлів сполучення з іншими конструкціями.

3.2 Конструктивні рішення стиків трубобетонних колон

Вибір конструктивних рішень при проектуванні повинен робитися в ув'язці з прийнятими в проекті методами виготовлення і зведення, а також вимогами економічності експлуатації конструкцій.

При проектуванні трубобетонних конструкцій слід виконувати вимоги ДБН Д 2.2-6-99 «Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні».

Труبوبетонні конструкції повинні проектуватися переважно зварними, з широким застосуванням автоматичного і напівавтоматичного зварювання. Монтажні зварні з'єднання труبوبетонних конструкцій повинні передбачатися такими, щоб в умовах будівництва їх виконання можна було здійснити простими засобами при обов'язковому задоволенні вимог по контролю якості.

Розміри труبوبетонних конструкцій слід призначати з урахуванням вимог стандартизації, модульності і уніфікації. Необхідно, щоб кількість вживаних в одній конструкції розмірів діаметрів і товщини стінок труб була мінімальною. Окремі елементи конструкцій слід укрупнювати настільки, наскільки дозволяє вантажопідйомність монтажних механізмів, габарити, а також умови виготовлення і транспортування.

При проектуванні будівель і споруд з несучими труبوبетонними конструкціями повинні прийматися чіткі конструктивні схеми, що забезпечують необхідну міцність, загальну стійкість, а також просторову незмінність будівлі або споруди. Міцність і стійкість труبوبетонних конструкцій має бути забезпечена як в умовах експлуатації, так і при транспортуванні і монтажі. Необхідну міцність, жорсткість і стійкість труبوبетонних конструкцій, а також окремих елементів і з'єднань на всіх стадіях експлуатації і зведення визначають розрахунком; при цьому розрахункові схеми повинні відповідати прийнятим конструктивним.

Особлива увага при проектуванні труبوبетонних конструкцій має бути звернена на міцність, жорсткість і довговічність вузлів з'єднань елементів (рисунки 3.1 - 3.12), що забезпечують надійну передачу зусиль. Конструктивні рішення вузлів можуть мати різні варіанти (рисунки 3.1- 3.8). Сполучення труبوبетонних елементів виконують за допомогою фігурного вирізу (малюнки 3.4, 3.12), який обварюється по контуру без яких-небудь додаткових кріпильних деталей. Обробка торців труб в цьому випадку здійснюється на автоматичних універсальних установках для фігурного різання труб.

При проектуванні трубобетонних конструкцій повинні передбачатися заходи по захисту їх від корозії. Вони повинні передбачати особливо ретельне забарвлення або захист іншими покриттями. У проєктованих конструкціях слід уникати пазух і корит, які затримують вологу або утрудняють провітрювання. Необхідно, щоб усі деталі трубобетонних конструкцій були доступні для спостереження, очищення і забарвлення при експлуатації.

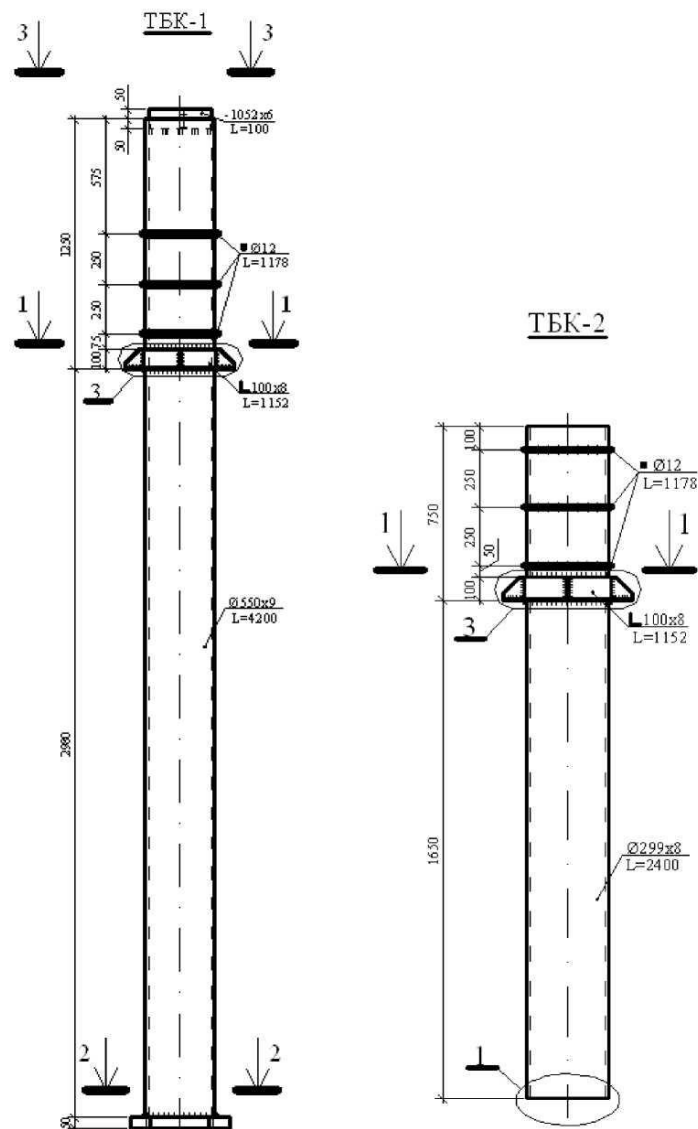


Рисунок 3.1 - Загальний вигляд трубобетонних колон

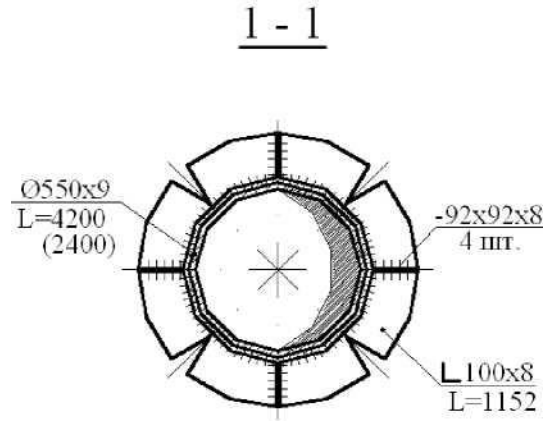


Рисунок 3.2 - Переріз 1-1

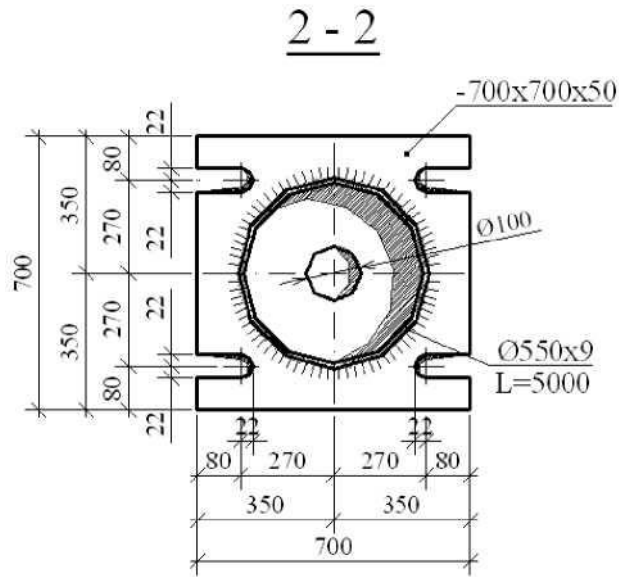


Рисунок 3.3 - База

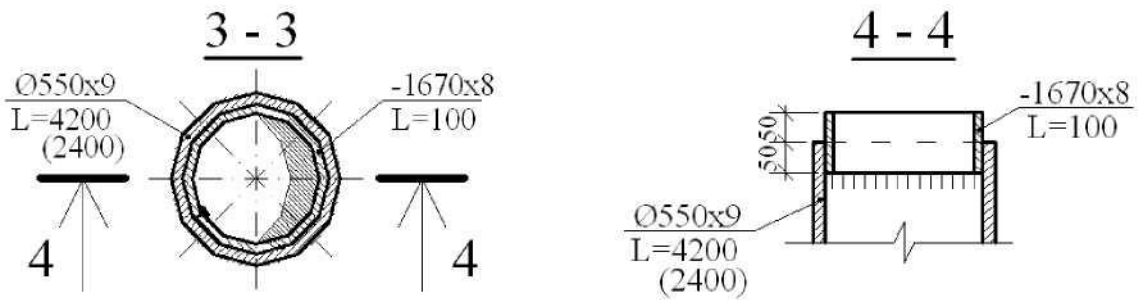


Рисунок 3.4 - Перерізи 3-3, 4-4

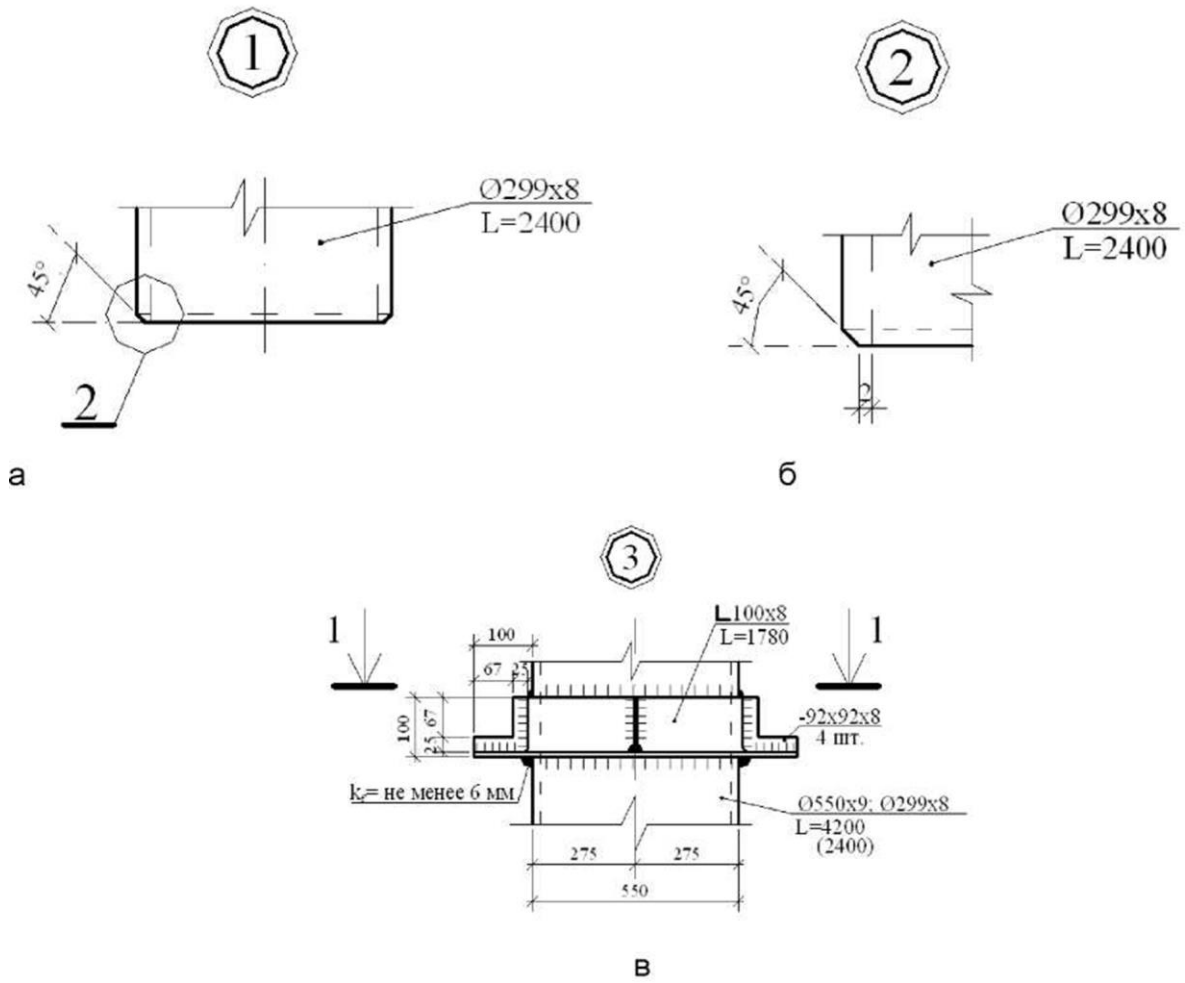


Рисунок 3.5 - Вузлы по загальному вигляду: а - 1-вузел; б - 2-вузел; в - 3-вузел

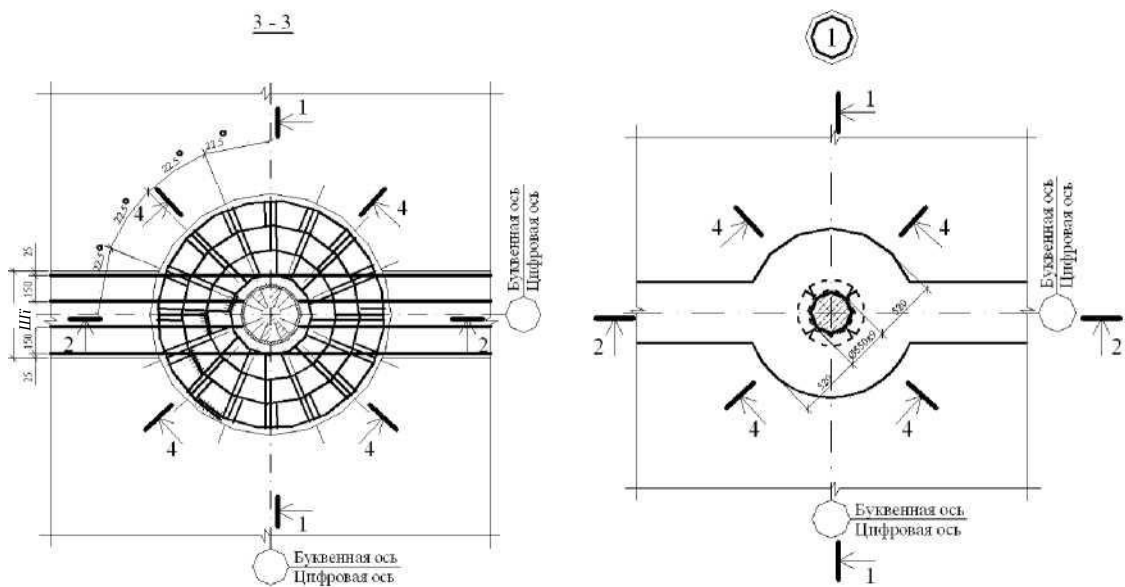


Рисунок 3.6 - Планка примикання трубобетонна з ригелем:
а - армування; б - вигляд зверху

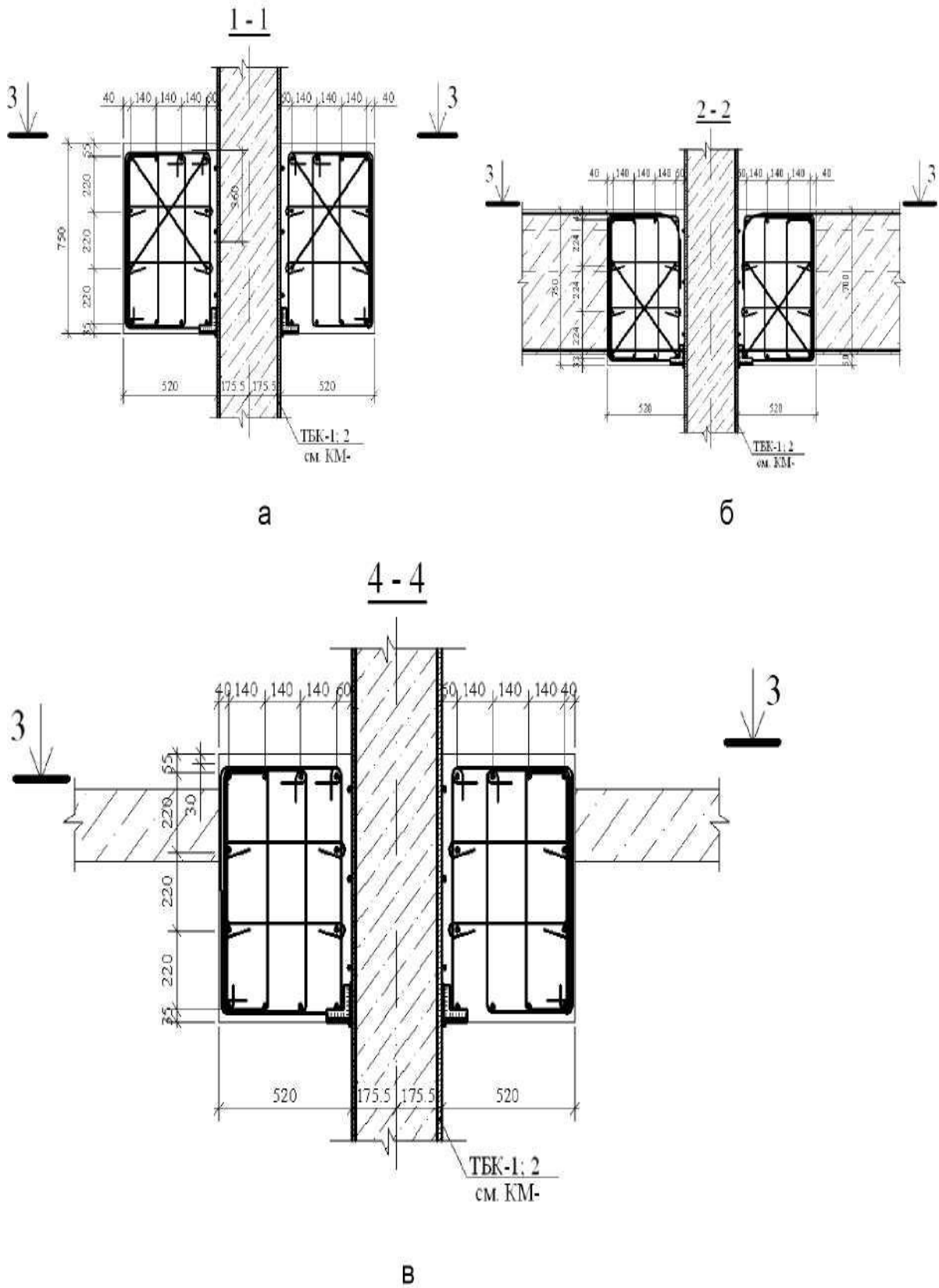


Рисунок 3.7 - Розріз трубобетона :

а - по перерізу 1-1; б - по перерізу 2-2; в - по перерізу 4-4

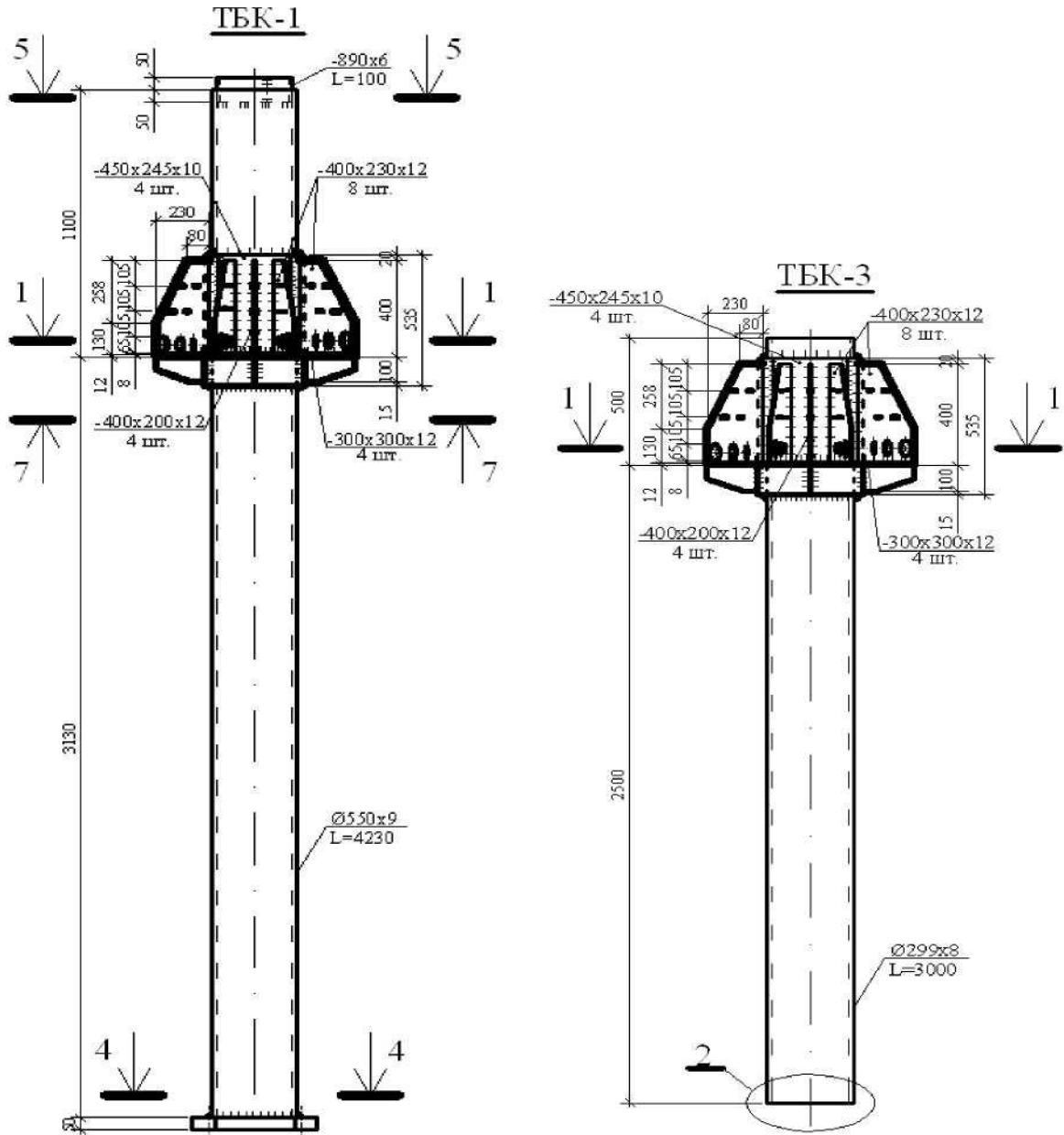


Рисунок 3.8 - Загальний вигляд трубобетонних колон з ребрами

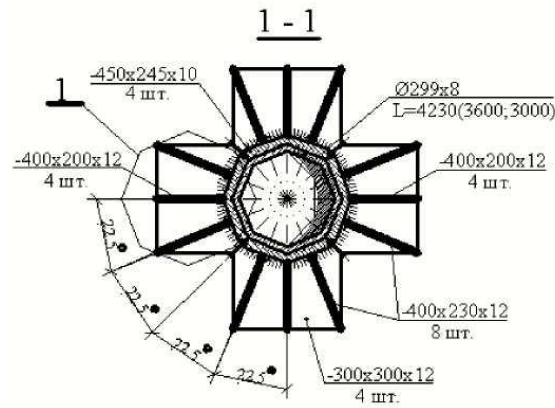


Рисунок 3.9 - Переріз 1-1

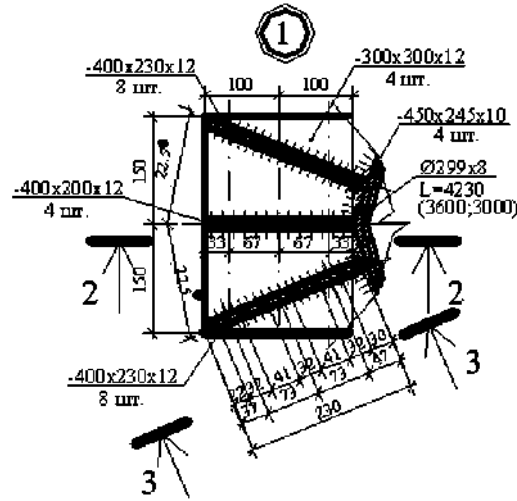


Рисунок 3.10 - Вузол 1

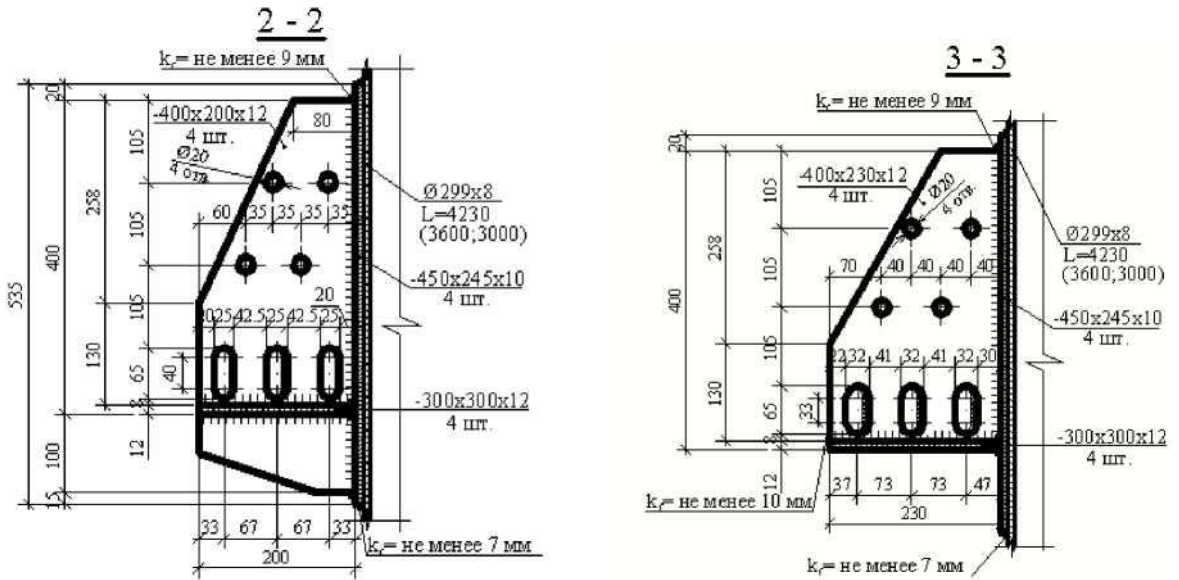


Рисунок 3.11 - Перерізи 2-2, 3-3

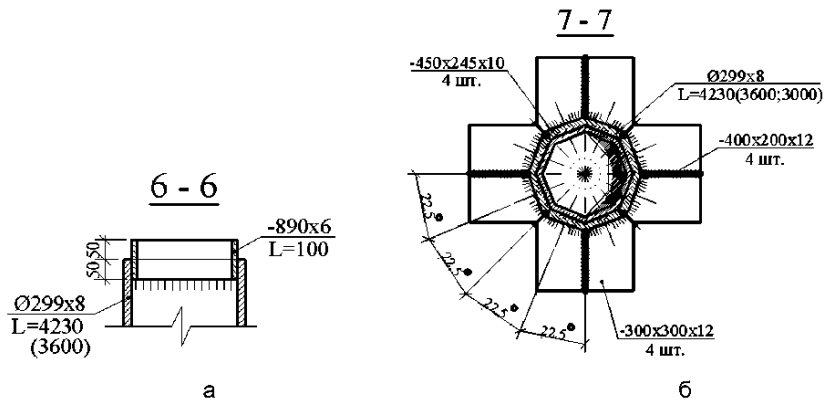


Рисунок 3.12 - Перерізи 6-6, 7-7

3.3 Порівняння характеристик каркаса будівлі при заміні залізобетонних колон на трубобетонные

Для визначення ефективності застосування трубобетонних елементів проведено порівняння будівельно-технологічних характеристик двох аналогічних варіантів каркаса висотної будівлі. У першому варіанті вертикальні несучі конструкції виконані з традиційних залізобетонних елементів, які в другому варіанті замінюються трубобетонними конструкціями, за розрахунком.

В якості об'єкту порівняння вибраний 14-и поверховий житловий комплекс «Арай» заввишки 58,2м (рисунок 3.13).

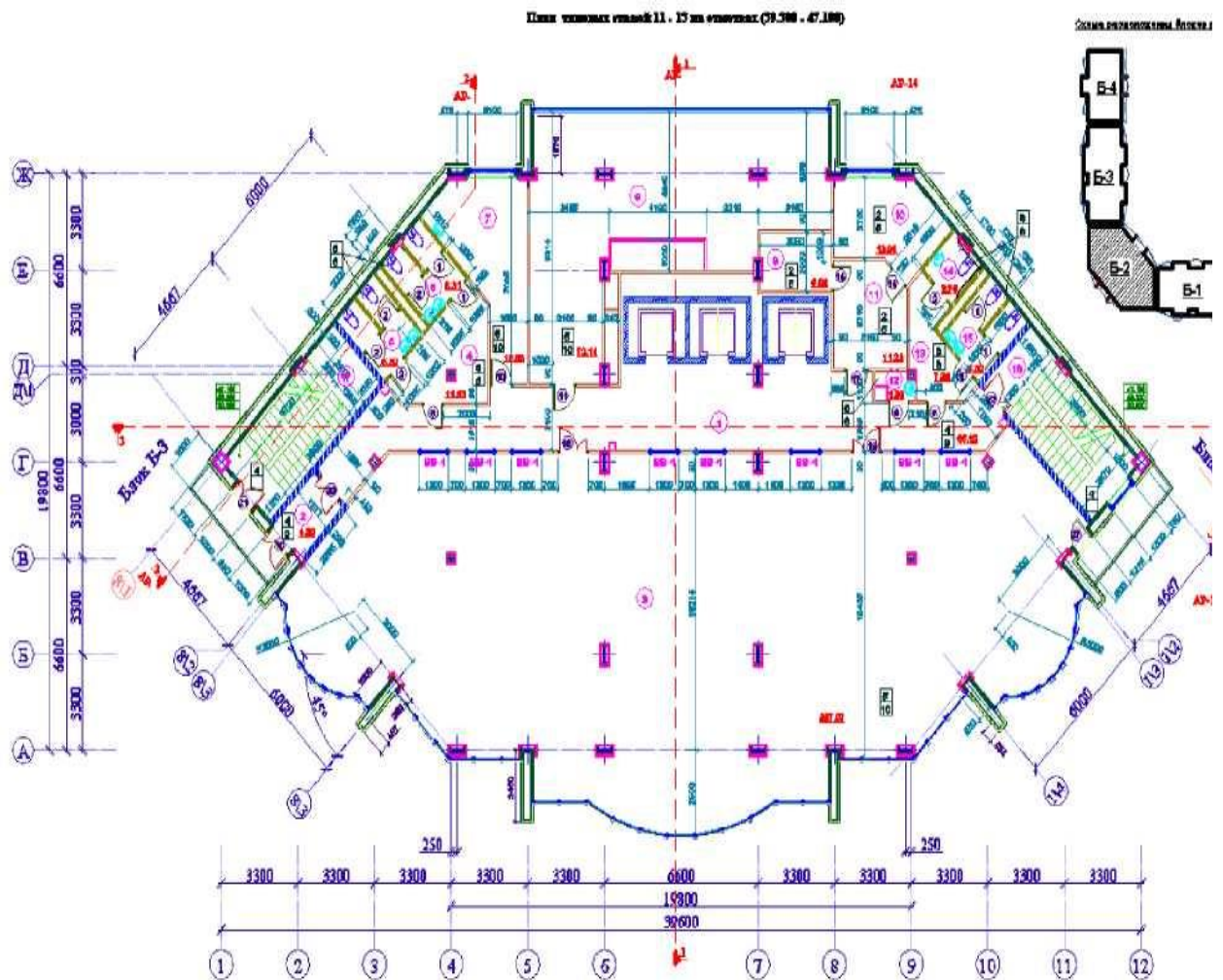


Рисунок 3.13 - План типового поверху висотного комплексу «Арай»

У цій будівлі робиться заміна периферійно розташованих залізобетонних колон на трубобетонні. Передбачається, що трубобетонні колони оснащуються сполучними гільзами, що мають анкерні системи в рівні сполучень перекриттів з колонами, що дозволяє забезпечити спільну роботу сталеві оболонки і бетонного ядра.

3.4. Результати розрахунків

Результати розрахунку показали, що заміна залізобетонних периферійних колон трубобетонними, дозволяє зменшити їх поперечні перерізи в 1,3-2,0 разу (таб.3.3), при одночасному пониженні класу бетону по міцності з C70/80 на C50/60. При цьому, відсоток армування трубобетонних колон знижується в 1,5-2,0 разу в порівнянні із залізобетонними.

Отримана економія будівельних матеріалів (стали і бетону) від використання трубобетонних колон, приведена в таблиці 3.4. Ці дані підтверджують доцільність трубобетонних елементів при зведенні багатоповерхових каркасних будівель.

Таблиця 3.3 - Зниження перерізів колон при заміні залізобетонних на трубобетонні

№ з/п	№ ярусу	Характеристика колон					
		Залізобетонні			Трубобетонні		
		b, см	F, см ²	Клас бетону	dxt, см	F, см ²	Клас бетону
1	2	3	4	5	6	7	8
1	I	1400	1,96	C70/80	1210x1	1,58	C50/60
2	II	1200	1,44		920x10	0,98	
3	III	1000	1,00		630x10	0,66	
4	IV	900	0,81		540x9	0,31	

Таблиця 3.4 - Зниження матеріаломісткості колон від використання трубобетонних елементів.

№ з/п	№ ярусу	Зниження металоємності, %	Зниження витрати бетону, %
1	2	3	4
1	I	25	19
2	II	52	34
3	III	48	39
4	IV	44	50
	Всього	42	35

3.5 Техніка безпеки. Загальні положення

Діюча система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія і техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищенню виробництва, безпека робіт і їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією і організацією виробництва.

У будівництві керуються ДБН, який містить перелік заходів, що забезпечують безпечні методи виробництва будівельних і монтажних робіт. Допуск до роботи знову прийнятих робітників здійснюється після проходження ними загального інструктажу по техніці безпеки, а також інструктажу безпосередньо на робочому місці. Окрім цього, робітники навчаються безпечним методам робіт впродовж трьох місяців з дня вступу, після чого отримують відповідні посвідчення. Перевірка знань робітників техніки безпеки проводиться щорічно.

Відповідальність за безпеку робіт покладена в законодавчому порядку на технічних керівників будівництв - головних інженерів і інженерів по охороні праці, виробників робіт і будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів по охороні праці і

протипожежній техніці і забезпечувати проведення цих заходів у встановлені терміни.

Усі заходи по охороні праці здійснюється під безпосереднім державним наглядом спеціальних інспекцій (котлонагляду, держміськтехнагляду, гірською, газовою, санітарною і технічною, пожежною).

3.6 Пожежна безпека

Проблема пожежної безпеки стає усе більш актуальною у міру того, як зростає щільність населення і збільшується загроза людського життя.

Проблеми, пов'язані з розвитком і поширенням пожежі у будівлі, властиві усім будівлям: розчленовування і захист вертикальних комунікацій, забезпечення вогнетривких перекриттів, стін і дверей, обмеження у виборі матеріалів для обробки інтер'єру і так далі

Будівля I міри вогнестійкості. Усі несучі і захищаючі конструкції виконані з матеріалів, що не згорають, відповідно до міри вогнестійкості будівлі згідно з вимогами ДБН. Будівля має сходову клітину з штучним освітленням. Стіни сходової клітин мають межу вогнестійкості 2,5 години.

Двері відкриваються по ходу евакуації. Конструкція усієї споруди забезпечує нормативні межі вогнестійкості.

Внутрішня пожежогасіння забезпечена установкою на кожному поверсі пожежних кранів з витратою води 25 л/с. В усіх приміщеннях встановлюється датчики пожежної сигналізації.

Зовнішня пожежогасіння забезпечена від пожежних гідрантів, встановлених на дворівній водопровідній мережі з витратою води 20 л/с.

Пожежна сигналізація. Пожежі відносяться до небезпечних подій, які виникають від випадку до випадку. Від своєчасного виявлення пожежі залежить збиток, який наносить пожежу. Цінність інформації про пожежу знаходиться в зворотній залежності від його тривалості. Методи контролю

пожежних подій можна розділити на пасивні і активні. У цьому проєктованому спортивному комплексі застосовується активний метод контролю.

Активний метод контролю — безперервний в часі, заснований на застосуванні технічних засобів. Виявлення пожежі і виклик пожежної допомоги при цьому методі здійснюється незалежно від людини — автоматично. У цих цілях застосовують спеціальні виявителі пожежі — датчики, які розміщують в різних приміщеннях об'єктів охорони і сполучають їх лініями зв'язку з приймальною станцією, яку встановлюють зазвичай в пункті охорони підприємства, установи. В результаті виконання цих робіт на підприємстві утворюється система централізованого збору інформації про пожежі від розосереджених об'єктів. Така система безперервно підтримується в справному стані, функціонує в так званому режимі, що чекає, пожежа для якої — подія очікувана.

У початковій стадії горіння нагріті гази і продукти спрямовуються від вогнища вгору, до перекриття приміщення, поширюючись потім радіально по усій площі стелі. Нагріті гази спрямовуються вгору і утримуються під перекриттям тому, що їх об'ємна маса менше об'ємної маси не нагрітого повітря. Якщо внутрішній об'єм приміщення представляти як би розділеним горизонтальними площинами на декілька зон, то на початку продукти горіння заповнюють зону, що примикає до стелі. У міру розвитку вогнища горіння лінійна швидкість потоку, що переміщається під стелею, зростає і його товщина по вертикалі розширюється, поступово заповнюючи суміжну (нижче розташовану) зону.

Таким чином, в початковій стадії пожежі параметри середовища в об'ємі приміщення міняються не одночасно, небезпечна зона з високими параметрами формується передусім у верхній частині приміщення (під стелею), тоді як на нижніх рівнях приміщення (у підлоги) параметри середовища міняються не істотно.

Зона приміщення, в якій параметри середовища (температура, задимленість) нарастають у випереджаючому темпі, вважається оптимальною для виявлення пожежі на ранній стадії розвитку. Тому стеля приміщення — найбільш прийнятне місце розміщення об'єктів пожежі (датчиків). При подальшому розвитку пожежі у зв'язку з припливом свіжого повітря до вогнища горіння нагріті шари повітря переміщуються з холоднішими шарами і параметри середовища в різних по висоті зонах приміщення поступово вгору.

У роботі використовується система пожежної сигналізації в кожному приміщенні будівлі з прямим зв'язком з пожежною службою.

Евакуація людей з будівель. Пересування людей як функція властива усім приміщенням будівель і споруд, пов'язаних з перебуванням в них людини. Для більшості приміщень переміщення людей є допоміжною функцією і для її здійснення виділяються спеціальні площі у складі приміщень (проходи між устаткуванням, входи і виходи), а для значної частини приміщень, що називаються комунікаційними приміщеннями або приміщеннями зв'язку (коридори, сходи, вестибюлі, фойє, кулуари і т. п.), переміщення людей є основним функціональним процесом. Комунікаційні приміщення у будівлях займають значну площу, складову у ряді випадків 30% і більше від робочої площі будівлі. Для великої групи будівель і споруд рух людей є основним функціональним процесом і від його правильної організації залежить їх раціональне об'ємно-планувальне рішення.

На відміну від інших функцій рух людей має ту особливість, що його значення різко міняється в різні періоди експлуатації будівлі. Так, навіть для тих приміщень, де ця функція є лише допоміжною, в період завантаження і евакуації приміщень рух людей стає основною функцією. При завантаженні і евакуації будівлі характерне одночасне переміщення значної кількості людей в одному напрямі.

Особливе значення придбаває рух людей під час виникнення пожежі у будівлі, аварії або якого-небудь стихійного лиха. В цьому випадку від

правильної організації руху і стану комунікаційних приміщень залежить життя людей. Оскільки виникнення пожежі можливе у будь-якому приміщенні, то облік аварійної евакуації людей обов'язковий для будь-якого приміщення і в цілому будівлі або споруди.

Таким чином, створення оптимальних умов для здійснення функціональних процесів, що відповідають призначенню будівлі або приміщення, вимагає обліку руху людей як в умовах нормальної експлуатації будівлі, так і при його аварійній евакуації. Як у тому, так і в іншому випадку слід прагнути до створення оптимальних параметрів ділянок для переміщення людей з комунікаційних приміщень.

Шляхи евакуації жителів під час пожежі - це один з важливих чинників при плануванні будівель, які передбачають необхідну площу сходів, на необхідний потік людей, оскільки паніка є головною причиною більшості людських жертв.

Розрахунок вогнестійкості конструкції. Вимагається визначити межу вогнестійкості багатопустотного настилу перекриття того, що спирається по двох сторонах. Ширина перерізу $b=1\text{м}$ (100см), довжина робочого прольоту $l=6\text{м}$ (600 см), висота $h=0,3\text{м}$ (30см). Товщина захисного шару до низу розтягнутої арматури А240 [$R_{sn} = 295\text{МПа}$ (3000кг/см²) $F_a = 12,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ (12,6 см² в стержні $d = 16 \text{ мм}$)]. Бетон С12/15 [$R_{bn} = 11\text{МПа}$ (112 кг/см²)].

Нормативне навантаження з урахуванням власної ваги $g = 11150 \text{ Па}$ (1140 кг/м²). Розрахунок вироблюваний по критичних деформаціях розтягнутої арматури.

1. Обчислюємо максимальний згинаючий момент

$$M = \frac{bgl^2}{8} = \frac{1,00 \cdot 6^2 \cdot 11,150}{8} = 5,02 \cdot 10^4 \text{ Нм}$$

$$R_{прн} = \frac{R_{bn}}{0,83} = \frac{11}{0,83} = 13,2\text{МПа}$$

$$R_{ан} = \frac{R_{сн}}{0,9} = \frac{295}{0,9} = 328\text{МПа} (3340\text{кгс} / \text{см}^2)$$

2. Корисна висота перерізу

$$h_0 = h - y - 0,5d = 3,0 - 1,5 - 0,5 \cdot 1,6 = 27,7 \text{ см}$$

3. Захисний шар до центру арматури

$$y + 0,5d = 15 + 0,5 \cdot 16 = 23 \text{ мм}$$

4. Відносна висота стислої зони

$$\xi_t = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{bh_0^2 R_{нрн}}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 512000}{100 \cdot 27,7^2 \cdot 135}} = 0,051$$

5. Коефіцієнт зниження міцності розтягнутої арматури

$$\gamma_a = \frac{bh_0 R_{нрн}}{F_a R_{ан}} \xi_t = \frac{100 \cdot 27,7 \cdot 135}{12,6 \cdot 3340} 0,051 = 0,453$$

6. Критичну деформацію розтягнутої арматури

$$\xi_{акр} = 0,0067 \left(\frac{0,69}{\xi_t} - 1 \right) = 0,0067 \left(\frac{0,69}{0,051} - 1 \right) = 0,084$$

7. По знайдених значеннях γ_a і $\xi_{акр}$ знаходимо $T_{акр} = 1073\text{К}$ (793К).

Межа вогнестійкості τ настилу суцільного перерізу при захисному шарі до центру арматури 23 мм і $T_{акр} = 1073\text{К}$.

8. Визначаємо $\tau = 3$ години 45 хвилин з урахуванням пустотності настилу

$$\tau = 0,9 \cdot 225 = 203 \text{ хвилини} \approx 3 \text{ години } 38 \text{ хвилин}$$

$$\tau_{ф} \geq \tau_{перед}$$

$$3 \text{ години } 38 \text{ хвилин} > 0,9 \text{ години}$$

3.7 Техніка безпеки при будівельних роботах

Техніка безпеки при бетонних роботах. В цілях створення належних умов для безпечного виробництва робіт на будівельному майданчику мають бути попереджувальні написи, виділені небезпечні зони:

- падіння вантажу 7 м;
- робочих органів машин 5 м;

Отвори захищені.

Усі робітники беруть участь у виробництві робіт, повинні носити каски, запобіжні пояси.

Однією з найважливіших умов безпечного виконання робіт є правильна експлуатація кранів, стійкість, що забезпечує їх, і надійність вантажозахватних пристроїв. При вітрі силою більше шести балів крани веж використати заборонено.

Забезпечення безпеки кам'яних робіт. Кам'яні роботи полягають в зведенні стін, що несуть, з цеглини $\delta = 510$ мм. Під'їм і переміщення цеглини робиться краном на піддонах за допомогою вантажозахватних пристосувань, що виключають падіння вантажу. Рівень кладки після кожного переміщення лісів на 0,7 м вище робочого наздогнала. Кладка наступних поверхів робиться після облаштування міжповерхового монолітного перекриття.

Дверні і віконні отвори в зовнішніх стінах, що знаходяться на рівні робочого настилу або вище на 0,6 м мають бути закриті або захищені перилами на висоті 1 м.

Висота будівлі 12,08 м - необхідно встановити захисні козирки по усьому периметру будівлі у вигляді настилу на кронштейнах через 6 м від рівня землі.

Ширина козирків 1,5 м з ухилом до стіни, так щоб кут між нижньою частиною стіни і поверхнею козирка складала 110° . Робітники зайняті на установці козирків, працюють із запобіжними поясами. Перший ряд захисних козирків збережеться до закінчення кладки стіни, другий ряд з сітчастих настилів встановлюється над першим рядом на висоті 2 м і переставляється по ходу кладки.

Ліси і подмости на яких працюють мулярі повинні відповідати встановленим вимогам зокрема стійкості і міцності.

Розрахунок робітника настилу. Настил складається з чотирьох дощок $\delta = 50$ мм, шириною 200 мм, завдовжки 2,0 м. Розрахункове навантаження 1130 кг

вага пакету з цеглиною - 700 кг

вага ящика з розчином - 200 кг

вага робітника з інструментом 130 кг

вага робітника, що окремо стоїть, 100 кг

Зосереджене навантаження на горизонтальні елементи $R_d = 2,5$ кН

Дерев'яний настил відноситься до середніх засобів підмоцнення.

Визначуваний момент опору :

$$W = b \times h_2 \times n / 6 = 0,2 \times 0,052 \times 4 / 6 = 3,3 \times 10^{-4} \text{ м}^3$$

З обліком гранично - допустимої напруги $R = 12,75$ МПа допустиме навантаження дерев'яний настил: $M_{\text{доп}} = W [R] \text{ До}$, де $\text{До} = 1,55$ коефіцієнт враховує короточасну дію навантаження :

$$M_{\text{доп}} = 3,3 \times 10^{-4} \times 12,75 \times 1,55 \times 1000 = 6,6 \text{ кНм}$$

Визначаємо зусилля, яке може витримати настил :

$$P = 4 \times M_{\text{доп}} / \ell = 4 \times 6,6 / 2 = 13,2 \text{ кН}$$

$$P > P_g \quad 13,2 \text{ кН} > 2,5 \text{ кН}$$

Площа наздогнала $S = 0,2 \times 4,2 = 1,6 \text{ м}^2$

Тоді $P_g < 9,8 \times p_1 / s = 9,8 \times 11300 / 1,6 \times 10000 = 9,92 \text{ кН}$

$$P_g < 9,8 \times p_1 / s = 1,8 \text{ кН} < 9,92 \text{ кН}$$

Проектований настил витримує зусилля в 13,2 кН, що значно вище за нормативні навантаження і забезпечує безпеку кам'яних робіт на висоті.

Забезпечення безпеки робіт електрозварювань. Місця виробництва е робіт електрозварювань звільнені від матеріалів, що згорають, в радіусі не менше 5 м, а від вибухонебезпечних матеріалів і установок - 10 м. При різанні елементів конструкцій прийняті заходи проти випадкового обвалення відрізаних елементів. Для підведення зварювального струму до електроутримувачів і пальників для дугового зварювання застосовані ізольовані гнучкі кабелі, розраховані на надійну роботу при максимальних електричних навантаженнях з урахуванням тривалості циклу зварювання. Металеві частини устаткування електрозварювання, що не знаходиться під напругою, а також зварювані вироби і конструкції на увесь час зварювання заземлені, а у зварювального трансформатора, окрім цього, сполучений

закріплюючий болт корпусу із затиском вторинної обмотки, до якого підключається зворотний дріт.

При виробництві зварювальних робіт на висоті робітники застосовують запобіжні пояси, що кріпляться до металевих петель, вмонтованих в стіни будівлі. Місця зварювання захищаються ширмами.

Виробництво робіт електрозварювань під час дощу або снігопаду за відсутності навісів над устаткуванням електрозварювання і робочим місцем електрозварника не допускається.

Забезпечення безпеки обробних робіт засобу підмоцнування, вживані для штукатурних або малярних робіт, в місцях, під якими ведуться інші роботи або є прохід, повинні мати настил без проміжків.

Малярні склади виготовляють централізований. При їх приготуванні на будівельному майданчику використовують для цих цілей приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускає перевищення гранично допустимих концентрацій шкідливих речовин в повітрі робочої зони. Приміщення забезпечені нешкідливими миючими засобами і теплою водою.

Тару з вибухонебезпечними матеріалами (лаки, нітрофарби і тому подібне) під час перерв в роботі закривати пробками або кришками і відкривати інструментом, не зухвалим іскроутворення.

Забезпечення безпеки покрівельних робіт. Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій даху і обгороджувальних. При виконанні робіт на даху робітники застосовують запобіжні пояси. Місця закріплення запобіжних поясів мають бути вказані майстром або виконробом. Трапи на час роботи закріплені. Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру.

3.8 Висновки по розділу

Заміна залізобетонних колон на трубобетонні, на прикладі будівлі житлового комплексу «Арай» дозволяє зменшити їх поперечний переріз в 1,3-2,0 разу з пониженням класу бетону міцності з C70/80 на C50/60, понизити металоємність в 1,6...2,4, об'єм бетону в 1,3...2,1 разу.

ГОЛОВНІ ВИСНОВКИ

1. На основі аналізу існуючих методик розрахунку несучої здатності центрально та позацентрово стиснутих трубобетонних елементів, з урахуванням спільної роботи бетонного ядра і сталеві оболонки проаналізовано метод для розрахунку міцності висотних будівель із застосуванням трубобетонних елементів в каркасі.

2. Проаналізовано модель трубобетонних конструкції в простому обчислювально програмному комплексі «Scad», що враховує в комплексі властивості матеріалів для використання в практиці проектування. Запропоновано використовувати встановлені залежності жорсткостей ТБЕ для розрахунку каркаса висотних будівель.

3. На прикладі 14-і поверхового житлового комплексу «Арай» проведена оцінка розподілу навантажень на каркас і подальший підбір перетинів трубобетонних колон.

4. Доведено доцільність і економічна ефективність застосування трубобетонних конструкцій у висотному будівництві.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Boyd P.F., Cofer W.F., McLean D.I. Seismic performance of steel-encased concrete columns under flexural loading // Journal of ACI. - 1995. - Vol.92, №3. - P.353-364.
2. China's tallest tower opens // Arup.News. Інтернет - новини 29.09.2020.
3. Cai S.-H., Jiao Z.-S. Ultimate strength of concrete-filled steel tube columns: experiment, analyses and design. Institute of Building Structures China Academy of building Research Beijing, China, June, - 1 983.
4. Алперіна О.Н. Дослідження стиснутих залізобетонних елементів з поперечним армуванням // Збірник: «Дослідження бетону і залізобетонних конструкцій транспортних споруд». Праці ВНДІ транспортного будівництва. - М.: Трансжелдориздат, 1960.- вип. 36. -С. 48.
5. Арутюнян Н.Х. Деякі питання теорії повзучості. - М.: Гостехтеориздат, 1952. - 324 с.
6. Ахвердов І.М. Основи фізики бетону. - М.: Стройиздат, 1981. - 464 с.
7. Барашиков А.Я. Розрахунок залізобетонних конструкцій на дію тривалих змінних навантажень. - Київ: Будівельник, 1977. - 156 с.
8. Беленя Є.І. та ін. Металеві конструкції. - М.: Стройиздат, 1973.
9. Берг О.Я. Фізичні основи теорії міцності бетону та залізобетону. - М.: Госстройиздат, 1961. - 96 с.
10. Бікбаєв М.Я. Нові комплексні технології будівництва житла // Будівельні матеріали, обладнання, технології XXI століття. - 2001. - №1. - с.30-32.
11. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Бетон. М.: Стройиздат, 1971.
12. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Інженерні методи нелінійної теорії залізобетону. - М.: Стройиздат, 1982. - 288 с.

13. Гарєєв М.Ш. міцність стисло сталетрубобетонних елементів із задалегідь обтиснутими ядром: дис. ... канд. техн. наук. - Магнітогорськ, 2004. - 161с.
14. Гвоздьов А.А. Визначення Величини руйнівного навантаження для статично невизначних систем // Проект и стандарт. - 1934. - №8.
15. Гордєєв В. Н., Лантух-Лященко А.І., Пашинський В. А., Перельмутер А.В., Пічугін С.Ф. НАВАНТАЖЕННЯ и Дії на Будівлі і споруди. - М.: Вид-во АСВ, 2007. - 482 с.
16. Гордон С. С. Структура и Властивості Важко бетонів на різних заповнювачах. - М.: Стройиздат, 1969. - 152с.
17. Демянушко І.В. Міцність и повзучість пологих оболонки Обертаном // Видавництво АН СРСР Механіка твердого тіла. - 1970. - №2. - С. 109-121.
18. Долженко А.А. Дослідження опору трубобетонних осьовому стіскуванню // Збірка праць Воронежського ІСІ «Теорія споруди и конструкцій». - 1964. - №10, вип.1.
19. Долженко А.А. До Теорії розрахунку трубобетонних // Збірка праць Воронежського ІСІ «Теорія споруд и конструкцій». - Воронеж, 1964. - №10. - вип. 1. - С. 93.
20. Долженко А.А. Трубобетонні конструкції на будівництві виробничої Будівлі // Промислове будівництво. - 1965. - №6.
21. Дегтерев В. В., Коротков Л.І., Лебешев І.М. Метод розрахунку на міцність що згинаються и внецентренно Стислий трубобетонних елементів круглого перерізу у тому числі для мостів / Науково-технічний звіт ЦНДІЗ. - М., 1988. - 110с.
22. Долженко А.А. Усадка бетону в трубчастій обіймі // Бетон и залізобетон. - 1960. - №8. - С. 353-358.
23. Етекбаева А.Б. Міцність и деформація трубобетонних Стислий елементів при знакозмінних горизонтальних навантаження: дис. ... канд. техн. наук. - Алмати, 2010. - 132 с.

24. Зайцев Ю.В. Деформації і міцність цементного каменю і бетону з урахуванням тріщин в мікро- і макроструктуру: автореф. ... докт. техн. наук. - М., 1976. - 46 с.
25. Ільющин А.А. Пластичність. - М.: Гостехиздат, 1948. - 376 с.
26. Інж. О. Н. Альперін «Дослідження стиснутих залізобетонних елементів з поперечним армуванням»
27. Іссерс Ф.А., Булгакова М.Г., Вершиніна Н.І. Характеристики міцності і деформативні властивості високоміцних бетонів з модифікатором МБ10-01 // Бетон і залізобетон. - 1999. - №3. - С.6-9.
28. Карпенко Н.І. Загальні моделі механіки залізобетону. - М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.
29. Карпіловський В.С., Кріксунов Е.З., Маляренко А.А., Мікітаренко М.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. Обчислювальний комплекс SCAD. - М.: Изд. СКАД СОФТ, 2007. - 609 с.
30. Кикин А.І., Санжаровский Р.С., Труллі В.А. Конструкції зі сталевих труб, заповнених бетоном. - М.: Стройиздат, 1974.
31. Коврига С.В. Міцність і деформативність при осьовому стисненні сталевих труб, заповнених високоміцним бетоном: Дисс. ... канд.техн.наук. - М., 1992. - 149 с.
32. Кришан А.Л. Міцність трубобетонних колон з попередньо обтиснутим ядром: дис. ... докт. техн. наук. - Магнітогорськ, 2011. - 380 с.
33. Курочкін А.В. Технологія зведення каркасних будинків з вертикальними несучими конструкціями з трубобетонних елементів: дис. ... канд. техн. наук. - Москва, 2011. - 172 с.
34. Кусябгалієв С.Г. Дослідження деяких питань несучої здатності сталевих труб, заповнених бетоном при короткочасному і тривалому завантаженні: дис. ... канд. техн. наук. - Л., 1970. - 176 с.
35. Лівшиць Я.Д., Жемчужников В.Г., Бачинський В.Я. Експериментально теоретичне дослідження несучої здатності, деформативності і тріщиностійкості центрально і позацентрово стиснутих

елементів брускового перетину з урахуванням впливу «обойми»: звіт по НДР. - Київ: КАДІ, 1969. - 112с.

36. Лопатто А.Е. Залізобетон в машинобудуванні. - Одеса: Маяк, 1966.

37. Злохвіцькій Г.З. Теорія вібропресованого бетону // Бетонні та залізобетонні конструкції. - Тбілісі, 1948. - С. 7-12.

38. Лукша Л.К. До розрахунку міцності бетону в обоймі // Бетон і залізобетон. - 1973 - №1.-С.21-23.

Лукша Л.К. Міцність трубобетонних. - Мінськ: Вишэйшая школа, 1977. - 96 с.

39. Людковська І.Г., Кузьменко С.М., Самарін С.І. Сталобетон ферми з гнутосварних профілів // Бетон і залізобетон. - 1982. - №7. - С.30-31.

40. Людковська І.Г., Фонов В.М., Макарічева Н.В. Дослідження стислих трубобетонних елементів, армованих високоміцної поздовжньої арматурою // Бетон і залізобетон. - 1980. - №7. - С. 17-19.

41. Максимов С.В., Комохов П.Г., Зверев В.Б. Матеріали для конструювання захисних покриттів. - М.: Изд-во АСВ, 2000.- 180 с.

42. Маракуца В.І. Міцність і стійкість трубобетонних елементів при короткочасній дії навантаження // Збірник: «трубобетонних і залізобетонні конструкції». - Київ: «Будівельник», 1972. -С. 56.

43. Маренін В.Ф. Дослідження міцності сталевих труб, заповнених бетоном, при осьовому стисненні: дис. ... канд. техн. наук. - М., 1959. - 158 с.

44. Мартиросов Г.М., Мартиросян Р.В. Підвищення ефективності непрямого армування // Бетон і залізобетон. - 1980. - №9. - С.12-13.

45. Мартиросов Г.М., Шахворостов А.І. Трубобетонні елементи з бетону на напружуючому цементі // Бетон і залізобетон. - 2001. - №4. - С.12-13.

46. Матвеев В.Г. Тонкостінні стрижневі залізобетонні конструкції з обжатого бетону: автореф. ... докт. техн. наук. - М., 1998. - 34с.

47. МГСН Багатофункціональні висотні будинки та комплекси

(додатки). М., 2004.

48. Монолітні сталезалізобетонні конструкції висотних будівель із застосуванням високоміцного бетону // Будівництво та архітектура. Експрес інформація. - 1989. Вип.11. - С.2-6.

49. Микула Н.В. Напружений стан бетону, укладеного в сталеву обойму: дис. ... канд. техн. наук. - М., 1986. - 192 с.

50. Мурашкін Г.В. До питання про роль тривалості прикладання тиску в фізико-хімічних процесах, що твердіє тиску. // Залізобетонні конструкції. Куйбишев: КДУ, 1984. - С. 5-20.

51. Мурашкін Г.В. Деякі особливості формування структури і деформування бетону, що твердіє під тиском // Залізобетонні конструкції. Куйбишев: КДУ, 1979. - С. 4-14.

52. Мурашкін Г.В. Економічна ефективність застосування бетону, що твердіє під тиском, в колонах // Залізобетонні конструкції. - Куйбишев: КДУ, 1982. - С. 7-20.

53. Мухелишвили Н.І. Деякі основні завдання математичної теорії пружності. - М.: Наука, 1966. - 381 с.

54. Мордіч А.І. Ефективні конструктивні системи багатоповерхових житлових будинків і громадських будівель (12.25 поверхів) для умов будівництва в Москві і Московській області, найбільш повно задовольняє сучасним маркетинговим вимогам. Звіт про науково-дослідній роботі. Мінськ: БЕЛНІС, 2002. - 117с.

55. Нормативи китайської асоціації інженерно-будівельних робіт. Інструкція з проектування і будівництва трубобетонних конструкцій CECS 28:90.

56. Нова архітектурно-будівельна система // Будівельна орбіта. - 2009. - №2. - С.31-33.

57. Патент на корисну модель № RU 49861. «Будівельний елемент у вигляді стійки». Кришан А.Л., Сагадат А.І., Аткишкін І.В., Кузнецов К.С., Чернов А.В. БІПМ. 2005. № 34.

58. Передерій Г.П. Трубчаста арматура. - М.: Трансжелдориздат, 1945. - 105 с.
59. Попкова О.М. Конструкції будинків і споруд з високоміцного бетона.-М.: Наука, 1988. - 712с.
60. Примус до інновацій: стратегія для Росії. Збірник статей і матеріалів / За ред. В.Л. Іноземцева. - Москва, Центр досліджень постіндустріального суспільства, 2009. - 288 с.
61. Росновскій В.А. Трубобетонних в мостобудуванні. - М.: Трансжелдориздат, 1963.-110 с.
62. Росновскій В.А., Ліпатов А.Ф. Випробування труб, заповнених бетоном // Залізничне будівництво. - 1952. - №11.
63. Санжаровский Р.С. Теорія і розрахунок міцності і стійкості елементів конструкцій зі сталевих труб, заповнених бетоном: Дисс. ... докт. техн. наук. - М, 1977.-453 с.
64. Свідоцтво на корисну модель №Кі21373іі. МКІ 7 В 28 В 7/32. Пустотоутворювач: БІМП. 2002. №2. / Кришан А.Л.
65. 64. Свиридов Н.В. Коваленко М.Г. Бетон міцністю 150 МПа на рядових портландцементях // Бетон і залізобетон. - 1990. - №2. - С.21-22.
66. Семененко Я.П. Визначення несучої здатності бетонної ядра, укладеного в суцільну сталеву обойму // Бетон і залізобетон. - 1960. - №3.
67. Ситников Ю.В. Дослідження залізобетонних елементів зі сталевую обоймою для несучих конструкцій промислових будівель: автореф. ... канд. техн. наук.- М., 1970.
68. Скворцов Н.Ф. Міцність сталетрубобетона: дис. .докт. техн. наук. - М., 1953. - 453 с.
69. Стороженко Л.І. Залізобетонні конструкції з непрямим арміруванням.-Київ, 1989. - 99 с.
70. Стороженко Л.І. Об'ємне напружено-деформований стан залізобетону з непрямим армуванням: автореф. .докт. техн. наук. - М., 1985. - 46 с.

71. Стороженко Л.І. Труبوبетонні конструкції. - Київ: Будівельник, 1978. - 80 с.
72. Стороженко Л.І., Плахотний П.І., Чорний А.Я. Розрахунок труبوبетонних конструкцій. - Київ: Будівельник, 1991. - 120 с.
73. Стороженко Л.І., Сурдин В.М. Напружено-деформований стан центрально стиснутих труبوبетонних елементів під дією експлуатаційного навантаження // В сб .: «Будівельні конструкції». - Київ: «Будівельник», 1971. - вип. XVIII.
74. Сурдин В.М. Дослідження напружено-деформованого стану труبوبетонних елементів при осьовому завантаженні з урахуванням реологічних процесів: автореф. ... канд. техн. наук. - Одеса, 1970.
75. Сурдин В.М. Проектування труبوبетонних конструкцій // Криворізький гірничорудний інститут. - 1969.
76. Труبوبетонні і залізобетонні конструкції // Збірник Криворізького гірничорудного інституту. - Київ: Вид. «Будівельник», 1972.
77. Труبوبетонні колони висотних будівель з високоміцного бетону в США // Бетон і залізобетон. -1992. - №1. - С.29-30.
78. Труллі В.А., Санжаровский Р.С. Стійкість центрально стиснутих труб, заповнених бетоном // Доповіді XXV конференції Лісі. - Л., 1968.
79. Узун І.А. Нові технології зведення будівель з труبوبетонних елементів і їх розрахунок // Промислове та цивільне будівництво. 2006. - №2. - с.41-42.
80. Фонів В.М., Нестерович А.П. Міцність і деформативність труبوبетонних елементів при осьовому стисненні // Бетон і залізобетон. - 1989. - №1. - С.4-6.
81. Харченко С.А. Напружено-деформований стан труبوبетонних елементів з зміцненим ядрами: автореф. ... канд. техн. наук. - Мінськ, 1987. - 16 с.
82. Цай Шаохуай. Новітній досвід застосування труبوبетонних в КНР // Бетон і залізобетон. -2001. - №3. - с.20-24.

83. Шабров В.Л. Міцність трубобетонних елементів діаметром 500 мм і вище при відцентровому стисканні: дис. ... канд. техн. наук. - М .: НДІЗБ, 1988. - 253 с.

84. Шахворостов А.І. Дослідження напружено-деформованого стану трубобетонних на напружуючому цементі: дис. ... канд. техн. наук. - М., 2000. - 158 с.

85. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures / Part 1 - 1. General rules and rules for buildings. Stage 49.

86. Матеріали XXV науково-технічної конференції студентів, магістрантів, аспірантів, молодих вчених та викладачів. ІННІ ЗНУ. – Запоріжжя: ЗНУ. -2020р.-410с.

Рецензія

здобувача рівня вищої освіти «другий (магістерський)»

Елідріссі Елланжрі Таха
(П.І.Б.)

Кваліфікаційна робота на тему: «Доцільність використання трубобетонних конструкцій для висотного будівництва».

Кваліфікаційна робота магістра виконана згідно до завдання відповідає темі,
(не) згідно не (відповідає)

містить мультимедійну репрезентацію листів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 105 сторінок.

1. Актуальність теми (повнота постановки проблеми, формування проблеми та її значимість, постановка завдань досліджень) Тема магістерської роботи є актуальною тому що основним завданням висотного будівництва є зниження ваги будівель, їх матеріаломісткості, зменшення об'єму будівельних конструкцій і трудовитрат. Для таких будівель найбільш відповідної являється каркасна або каркасно-стовбурна несуча система. Цим вимогам задовольняють будівельні конструкції з трубобетона.

2. Ступінь науковості роботи (широта вивчення результатів досліджень за проблемою, методика дослідження, наявність елементів наукової новизни та ступінь їх розробки)

У кваліфікаційній роботі наведено методику розрахунку несучої здатності центрально та позacentрово стиснутих трубобетонних елементів, з урахуванням спільної роботи бетонного ядра і сталеві оболонки і запропонувати інженерний метод розрахунку міцності в простих обчислювально програмних комплексах для використання в практиці проектування.

Наукова цінність роботи одержаних результатів полягає в наступному: доведено доцільність і економічна ефективність застосування трубобетонних конструкцій у висотному будівництві.

3. Якість подачі матеріалу роботи (ступінь взаємозв'язку розділів роботи, застосування комп'ютерних технологій, чіткість і технічна грамотність оформлення роботи, науковий стиль викладення матеріалу)

Магістерська робота виконана за допомогою сучасних комп'ютерних технологій. Усі розділи магістерської роботи оформлені згідно норм та відповідають вимогам, що висуваються до магістерських робіт. Розділи взаємозв'язані один з одним, чітко та технічно грамотно оформлені. Науковий стиль викладення матеріалу – виконано у повному обсязі та відповідає вимогам, що висуваються до магістерської роботи.

4. Практична значимість результатів роботи (рівень реальності результатів та пропозицій, техніко - економічні показники запропонованих рішень, наявність публікацій за темою роботи)_____

Практичне значення одержаних результатів полягає в аналізі модель трубобетонних конструкції в простому обчислювально програмному комплексі «Scad», що враховує в комплексі властивості матеріалів для використання в практиці проектування. Запропоновано використовувати встановлені залежності жорсткостей ТБЕ для розрахунку каркаса висотних будівель.

5. Недоліки кваліфікаційної роботи магістра: в роботі потрібно більш детально розглянути аналіз існуючих методик розрахунку несучої здатності центрально та позацентрово стиснутих трубобетонних елементів. Приведене зауваження не впливає на якість виконання роботи.

6. Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана (ний) на відповідальному рівні і заслуговує оцінки:

кількість балів 38

за національною шкалою визначено

за шкалою ЄКТС A

Рецензент доцент кафедри міського будівництва і господарства

Запорізького національного університету

(посада, місце роботи)

Сазонова
(підпис)



Сазонова О.Ю.
(П.І.Б.)

ВІДГУК

керівника кваліфікаційної роботи

здобувача рівня вищої освіти «другий (магістерський)»

Елідріссі Елланжрі Таха
(П.І.Б.)

Кваліфікаційна робота на тему: «Доцільність використання трубобетонних конструкцій для висотного будівництва».

Викона згідно до завдання, відповідає темі, містить 32 листа
(не) згідно (не) відповідає
графічного матеріалу і пояснювальну записку з 105 сторінок, підписана консультантами і має рецензію.

1. Актуальність теми, наявність замовлення роботи підприємством (організацією)
Актуальність обраної теми обумовлена тим що основним завданням висотного будівництва є зниження ваги будівель, їх матеріаломісткості, зменшення об'єму будівельних конструкцій і трудовитрат. Для таких будівель найбільш відповідної являється каркасна або каркасно-стовбурна несуча система. Цим вимогам задовольняють будівельні конструкції з трубобетона.

2. Глибина обґрунтувань прийнятих рішень (повнота розрахунків, наявність багато-варіантності)

У кваліфікаційній роботі наведено методику розрахунку несучої здатності центрально та позацентрово стиснутих трубобетонних елементів, з урахуванням спільної роботи бетонного ядра і сталеві оболонки і запропонувати інженерний метод розрахунку міцності в простих обчислювально програмних комплексах для використання в практиці проектування.

3. Загальний рівень підготовки та ерудиції здобувача ступеня вищої освіти «магістр»

відповідає прийнятим вимогам

4. Творчий потенціал і ступінь самостійності студента у вирішенні поставлених задач на достатньому професійному рівні

5. Науковий рівень (для робіт дослідницького характеру) та глибина експериментальних досліджень виконано у повному обсязі та відповідає вимогам

6. Застосування сучасних системних та інформаційних технологій, фізичного або математичного моделювання, наявність обґрунтування вибору типу ЕОМ, застосування

стандартних та оригінальних програм, наявність аналізу результатів та їх використання у роботі кваліфікаційна робота магістра виконана за допомогою сучасних комп'ютерних технологій та сучасних нормативних документів

7. Відповідність оформлення до вимог діючих стандартів оформлено згідно норм та стандартів

8. Дотримання студентом графіка виконання роботи дотримано

9. Наукова цінність роботи, практична значимість _____

Наукова цінність роботи одержаних результатів полягає в наступному: доведено доцільність і економічна ефективність застосування трубобетонних конструкцій у висотному будівництві.

Практичне значення одержаних результатів полягає в аналізі модель трубобетонних конструкцій в простому обчислювально програмному комплексі «Scad», що враховує в комплексі властивості матеріалів для використання в практиці проектування. Запропоновано використовувати встановлені залежності жорсткостей ТБЕ для розрахунку каркаса висотних будівель.

10. У кваліфікаційній роботі магістра можна відмітити такі недоліки: _____

Як побажання слід висловити наступне: бажано було б більш детально розглянути економічну ефективність застосування трубобетонних конструкцій у висотному будівництві, але приведені зауваження не впливає на якість виконання роботи.

Кваліфікаційна робота магістра у цілому виконана на відповідальному рівні і при відповідному захисті заслуговує на оцінку:

кількість балів 98 національною владетель ЕКТС A

Керівник к.т.н., доцент (посада, науковий ступінь) (підпис) Банах А.В. (ПІБ)