

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект адміністративного комплексу з дослідженням роботи
каркасу (комплексна тема)**

Виконав: студент VI курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Захаревич І. О.

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

Ілюк Т. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Бадрова Л. Г.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Качка О. І.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль 2025

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студентам Захаревичу Івану Олеговичу, Ілюку Тарасу Олеговичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Проект адміністративного комплексу з дослідженням роботи каркасу
(комплексна тема).»

Керівник роботи Бодрова Людмила Гордіївна, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 14 » 11 2025 року № 4/7-973

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно-будівельний. Розрахунково конструктивний. Науково-дослідний.
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О. М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний		
2	Розрахунково конструктивний		
3	Науково-дослідний		
4	Охорона праці		
5	Загальні висновки		

Студент

(підпис)

Захаревич І. О.

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

Ілюк Т. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Бодрова Л. Г.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
1.2 Опис прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва	13
1.3 Опис та обґрунтування використаних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	14
1.4 Опис рішень з обробці приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	15
1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів	17
1.6 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірного оздоблення інтер'єрів – для об'єктів невиробничого призначення.....	18
1.7 Вплив архітектурно-планувальних рішень на формування конструктивної схеми будівлі.....	18
1.8 Висновки до розділу 1	20
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	23
2.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проектування.....	23
2.2 Збір навантажень.....	25
2.3 Результати розрахунку	30
2.4 Розрахунок колони К1	37
2.5 Розрахунок сталезалізобетонної колони	40
2.6 Розрахунок і конструювання закладної деталі	51
2.7. Розрахунок вузла сполучення металевої балки до з/б колони	54

2.8 Фундаменти	58
2.8.1 Інженерно-геологічні умови.....	58
2.8.2 Варіантне проектування фундаментів.....	59
2.8.3 Конструювання ростверку	69
2.9 Обґрунтування рішення вибору фундаменту	73
2.10 Висновки до розділу 2 «Розрахунково-конструктивний»	73
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	75
3.1 В'язевий каркас. Центральна вежа.....	76
3.1.1 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Центральна вежа	78
3.1.2 Зв'язковий каркас. Східна вежа.....	80
3.1.3 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Східна вежа.....	81
3.2 Комбінований каркас.....	84
3.2.1 Комбінований каркас. Центральна вежа	84
3.2.2 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Центральна вежа	86
3.2.3 Комбінований каркас. Східна вежа	87
3.2.4 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Східна вежа.....	89
3.3 Порівняння варіантів. Порівняння характеристик. Центральна вежа.....	91
3.3.1 Порівняння характеристик. Східна вежа	91
3.3.3 Вибір раціонального варіанту	92
3.4 Висновки до розділу 3 «Науково-дослідний».....	92
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	94
4.1 Охорона праці.....	94
4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику ..	94
4.1.2 Прийняті заходи з охорони праці.....	96
4.1.3 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу будівельних	

конструкцій.....	102
4.1.4 Висновки до підрозділу 4.1	105
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	107
4.2.1 Законодавча база України.....	107
4.2.2 Стійкість споруд подвійного призначення в надзвичайних ситуаціях при дії ударної хвилі	107
4.2.3 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті	109
4.2.4 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта	112
4.2.5 Висновки до підрозділу 4.2	113
4.3 Висновки до розділу 4 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	114
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	118
БІБЛІОГРАФІЯ	120

ВСТУП

Сучасний етап розвитку міст характеризується інтенсивною урбанізацією, зростанням щільності забудови та підвищенням вимог до раціонального використання міських територій. В умовах обмежених земельних ресурсів особливої актуальності набуває зведення багатофункціональних висотних будівель, які поєднують у собі громадські, адміністративні, торгові та рекреаційні функції. Такі об'єкти формують нові міські доміанти, впливають на архітектурний образ міста та водночас потребують застосування складних інженерних і конструктивних рішень, спрямованих на забезпечення їхньої надійності, безпеки та економічної доцільності.

Проектування висотних багатофункціональних комплексів супроводжується необхідністю врахування значних вертикальних і горизонтальних навантажень, впливу вітру, сейсмічних дій, а також вимог до жорсткості та просторової роботи несучих систем. Особливу роль у таких спорудах відіграє вибір конструктивної схеми каркаса, яка визначає загальну стійкість будівлі, рівень внутрішніх зусиль у несучих елементах, матеріалоемність і техніко-економічні показники об'єкта в цілому. У зв'язку з цим доцільним є порівняльний аналіз різних варіантів каркасних систем із метою вибору найбільш раціонального конструктивного рішення.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю вдосконалення методів проектування висотних багатофункціональних будівель із урахуванням сучасних вимог до надійності, економічності та ефективного використання будівельних матеріалів. Проектований комплекс зі стилобатною частиною та трьома висотними вежами є об'єктом підвищеного рівня відповідальності, що потребує ретельного розрахунково-конструктивного обґрунтування прийнятих рішень. Особливу наукову та практичну зацікавленість становить дослідження різних типів каркасів — в'язевого, зв'язкового та комбінованого — з аналізом їхнього впливу на розподіл навантажень, деформативність конструкцій і витрату матеріалів.

Виконання варіантного проєктування несучих систем дозволяє не лише оцінити ефективність кожного конструктивного рішення, а й обґрунтовано обрати оптимальний варіант для реалізації в умовах конкретного будівельного майданчика. Такий підхід відповідає сучасним тенденціям у проєктуванні висотних будівель і сприяє підвищенню рівня безпеки та експлуатаційної надійності споруд.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Кваліфікаційна робота виконана відповідно до науково-дослідної тематики кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя, а також узгоджується з державними програмами у галузі підвищення надійності, ефективності та безпеки будівель і споруд.

Метою кваліфікаційної роботи є проєктування багатофункціонального висотного адміністративно-громадського комплексу зі стилізованою частиною та виконання порівняльного аналізу різних варіантів конструктивних систем каркаса з метою вибору раціонального рішення.

Для досягнення поставленої мети у роботі необхідно вирішити такі **завдання**:

- розробити архітектурно-будівельні рішення багатофункціонального висотного комплексу з урахуванням функціонального зонування та вимог чинних норм;
- виконати розрахунково-конструктивне обґрунтування несучих елементів будівлі з урахуванням діючих навантажень;
- здійснити моделювання просторової роботи каркаса будівлі з використанням програмного комплексу SCAD, LIRA;
- виконати варіантне проєктування в'язевого, зв'язкового та комбінованого каркасів висотних веж;
- проаналізувати витрати бетону, арматури та металу для різних конструктивних схем;
- здійснити порівняння варіантів та обґрунтувати вибір раціонального конструктивного рішення;

- розробити заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Об’єктом дослідження є багатофункціональний висотний адміністративно-громадський комплекс зі стилобатною частиною.

Предметом дослідження є конструктивні системи каркасів висотних будівель та їхній вплив на жорсткість, деформативність і матеріалоемність споруди.

Методи дослідження. У роботі застосовано метод скінченних елементів, чисельне моделювання просторових конструкцій, нормативні методи розрахунку будівельних конструкцій, а також порівняльний аналіз результатів, отриманих у програмному комплексі SCAD, LIRA.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у комплексному порівняльному аналізі різних типів каркасних систем для висотних багатофункціональних будівель із визначенням їх впливу на матеріалоемність і роботу несучих конструкцій.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання отриманих рішень і рекомендацій при проєктуванні висотних адміністративно-громадських комплексів значного класу наслідків.

Ключові слова: багатофункціональний комплекс, висотна будівля, каркасна система, стилобат, метод скінченних елементів, жорсткість, деформативність.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Проектований багатофункціональний висотний комплекс сформований як цілісна архітектурно-просторова композиція, у якій поєднуються стилобатна частина та три висотні вежі. Таке рішення дозволяє забезпечити чітке функціональне зонування, раціональне використання території та формування домінантного силуету в міській забудові.

Зовнішній вигляд будівлі підпорядкований сучасним тенденціям розвитку висотної архітектури та спрямований на досягнення візуальної легкості при значних габаритах об'єкта.

Внутрішня організація простору забезпечує логічний та інтуїтивно зрозумілий рух відвідувачів і персоналу між функціональними зонами.

Проектований комплекс складається з підземної триповерхової автостоянки, надземної загальної стилобатної частини та трьох веж – дві з яких налічують 29 поверхів, а одна – 32 поверхи.

Будівля в плані першого поверху являє собою неправильний багатокутник, габаритні максимальні розміри якого 113 x 91,1 м.

На рисунку 1.1 показано план забудови.

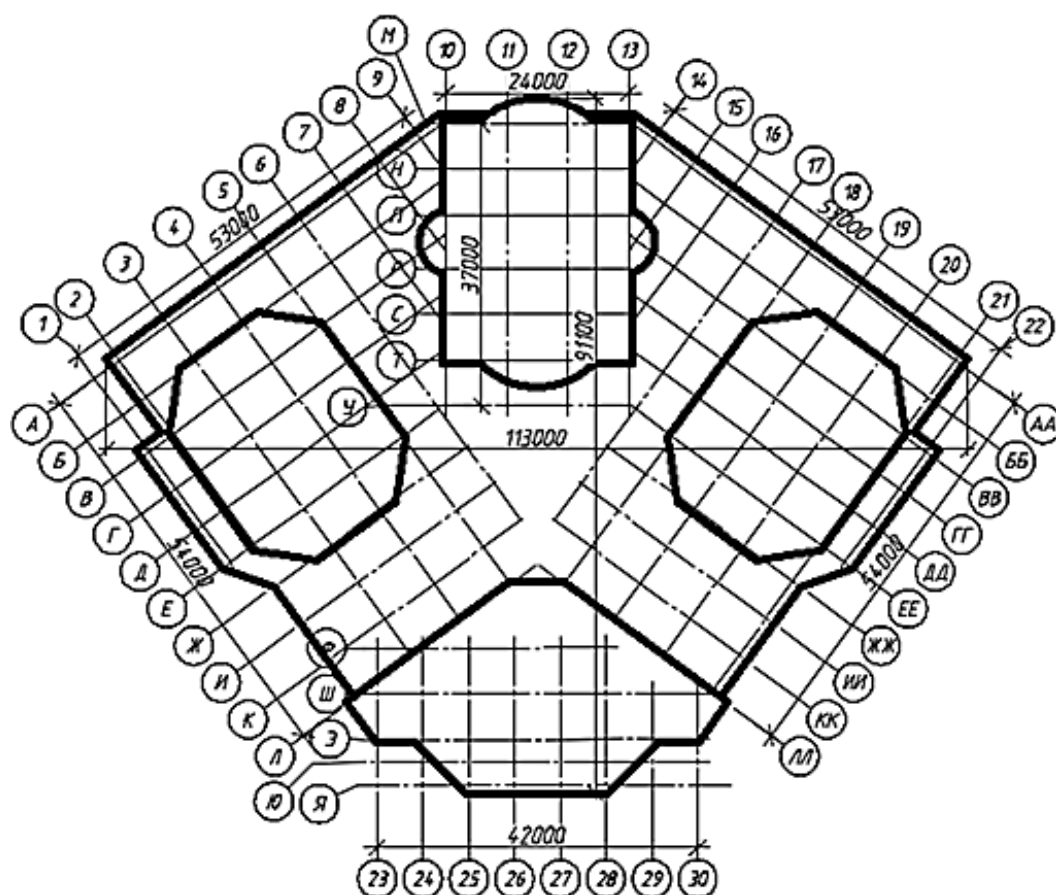


Рисунок 1.1 – План забудови

Планувальні рішення

Стилобатна частина в плані являє собою неправильний багатокутник, габаритні максимальні розміри 113 x 91,1 м. Висота першого поверху становить 5,1 м, другого, третього і четвертого – 4,5 м, п'ятого – 3,9 м.

Підземна триповерхова частина в плані повторює стилобатну. Висота двох нижніх поверхів – 3,3 м, верхнього – 3,6 м.

Планувальні рішення приміщень будівель розроблені з урахуванням [2].

Вежі являють собою багатоповерхові будівлі, за формою в плані близькі до прямокутних. Дві крайні вежі в плані представляють прямокутник зі скошеними краями з розмірами в осях 30 x 24 м. Висота поверхів у крайніх вежах: з шостого по шістнадцятий і з вісімнадцятого по двадцять дев'ятий – 3,6 м, сімнадцятий – 6 м. Центральна вежа в плані являє собою прямокутник з округлими виступами по гранях з розмірами в осях 31 x 24 м. Висота поверхів у центральній вежі: з

шостого по шістнадцятий, з вісімнадцятого по двадцять дев'ятий, тридцять перший і тридцять другий – 3,6 м, сімнадцятий – 6 м, тридцятий – 3,9 м.

На першому поверсі розташовані приміщення пожежно-охоронної сигналізації, приміщення відеоспостереження, приміщення зберігання прибирального інвентарю та техніки, торгові приміщення, хол, санвузли. На інших поверхах стилобатної частини розташовані торгові площі, санвузли та заклади громадського харчування. На четвертому поверсі стилобатної частини також розташовані конференц-зали і невеликий кінозал. Покрівля стилобату є експлуатованою, на ній розташована рекреаційна зона з озелененням. У вежах розташовані офісні приміщення і санвузли. На сімнадцятому поверсі в вежах знаходиться технічний поверх, який також є аутригерним. З огляду на обмеженість проєктованої ділянки та з метою забезпечення працівників адміністративних будівель озеленою рекреаційною зоною, сімнадцяті поверхи всіх трьох висотних будівель активно озеленені та упорядковані. На рівні сімнадцятого поверху адміністративних будівель запроектовані перехідні мости між будівлями, які передбачені як евакуаційні переходи з одного блоку в інший у разі непередбачених стихійних лих. На верхніх поверхах веж розташовуються технічні поверхи.

У першому підземному розташовуються автомобільні заїзди і виїзди, контрольні кімнати для стеження за кількістю вільних паркувальних місць, а також технічні приміщення. Решта два підземних поверхи призначені для паркування автомобілів клієнтів і співробітників адміністративного комплексу.

Зв'язок між поверхами в вежах здійснюється двома сходами типу НЗ в кожній вежі, ці ж сходи є евакуаційними. У вежах розташовані по чотири ліфти вантажопідйомністю 1000 кг і швидкістю 2,5 м/с, один з яких може працювати в режимі перевезення пожежних підрозділів. У стилобаті, крім цього, розташовані ще дві сходи типу Л1, які теж є евакуаційними, а також чотири ліфти вантажопідйомністю 1000 кг і швидкістю 1 м/с. Крім того, в стилобаті розташовані ескалатори для підйому і спуску між поверхами з першого по четвертий.

З огляду на клас(СС3) наслідків об'єкта капітального будівництва, для забезпечення пожежної безпеки розробляються спеціальні технічні умови (далі - СТУ) з пожежної безпеки. У СТУ розраховуються пожежні ризики та час, необхідний на евакуацію. Потім на підставі цих розрахунків детально описуються шляхи забезпечення пожежної безпеки, проводиться підбір вогнестійких матеріалів, засобів оповіщення та пожежогасіння.

Головний вхід для відвідувачів торгового комплексу розташований з боку перехрестя вулиць між осями 13 і 16, додаткові входи в торгові зони розташовані між осями 8 і 9, 8а і 9а. Входи в крайні вежі розташовані між осями 4 і 5, 4а і 5а. Вхід в центральну вежу розташований між осями М і Н.

Виходи на експлуатований дах з крайніх веж розташовані між осями В і Г, В.1 і Г.1. Виходи з центральної частини розташовані між осями 5б і 6б.

Основні характеристики об'єкта.

Абсолютна відмітка чистої підлоги 1-го поверху 134,04 в проекті умовно прийнята за відносну відмітку 0.000.

Будівля відноситься до підвищеного рівня відповідальності.

Техніко-економічні показники будівлі представлені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники

Поз.	Найменування	Од. виміру	Кількість
	Площа забудови	м ²	7 782,4
	у тому числі: ганків, спусків, приямків	м ²	1 832,4
2	Загальна площа будівлі	м ²	107753,5
3	Корисна площа будівлі	м ²	84 877,8
4	Розрахункова площа будівлі	м ²	72 380,0
5	Будівельний об'єм	м ³	409 519,53
	Будівельний об'єм, вище відм. 0,000	м ³	344 523,09
	Будівельний об'єм, нижче відм. 0,000	м ³	64 996,44
6	Поверховість будівлі вище відм. 0,000	шт	32
	Поверховість будівлі нижче відм. 0,000	шт	3

1.2 Опис прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва

Об'ємно-просторова композиція будівлі сформована з урахуванням містобудівних обмежень, граничних параметрів забудови та нормативних вимог. Чергування масивної стилобатної частини та витягнутих вертикалей веж дозволяє досягти архітектурної виразності та забезпечити гармонійне включення об'єкта в існуючу міську тканину.

Архітектурно-художні рішення ґрунтуються на поєднанні сучасних матеріалів і лаконічних форм, що формує стриманий, але виразний образ комплексу.

Об'ємно-просторові та архітектурно-планувальні рішення продиктовані вимогами технології, діючих будівельних норм і правил, вимогами пожежної безпеки. Об'ємно-просторова композиція об'єкта обумовлена розташуванням на відведеній ділянці, функціональним призначенням і сучасними тенденціями урбаністики. Архітектурно-художнє рішення виконано в єдиному обсязі і гармонійно вписується в існуючу міську забудову.

Одним із засобів, що забезпечують архітектурне сприйняття, є гармонійне використання матеріалу стін, заповнення віконних прорізів і вітражів, а також оригінальне поєднання архітектурних стилів.

Головний вхід у багатофункціональний комплекс орієнтований на перехрестя двох великих вулиць.

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують виконання протипожежних вимог, що пред'являються до шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів і нормативної відстані до евакуаційних виходів.

Розміри будівлі не порушують вимог щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.

1.3 Опис та обґрунтування використаних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Зовнішні стіни стилобатної частини облицьовані Fassadenputz R20» бежевого кольору за технологією «короїд». Фасадні рішення передбачають використання систем суцільного вітражного скління, які забезпечують високі світлотехнічні показники та візуальний зв'язок внутрішніх приміщень з навколишнім середовищем.

Інтер'єри запроєктовані з урахуванням функціонального призначення приміщень, використовуються довговічні та пожежобезпечні матеріали.

Зовнішні стіни веж облицьовані вітражною системою. Утеплювач стін - мінераловатні плити Rockwool товщиною 120 мм; $X = 0,038 \text{ Вт} / ^\circ\text{C}$.

Утеплювач підлоги в підвалі – $X = 0,030 \text{ Вт}/^\circ\text{C}$, товщиною 100 мм. Цоколь облицьований клінкерною плиткою під камінь.

Вікна - блоки віконні ПВХ, колір білий.

Двері зовнішні – з профілю ПВХ, колір сірий. Зовнішні службові вхідні та протипожежні двері.

Оздоблення ганків:

- облицювання торців і верху бортиків ганків клінкерною плиткою під камінь;
- облицювання поверхні сходинок і майданчиків виконати з клінкерної підлогова плитка 30x30;
- покриття козирка виконати металочерепиця;
- металеві конструкції та огорожі з нержавіючої сталі фірми.
- оздоблення приямків:
- металеві решітки пофарбувати кольором RAL 7012.
- облицювання торців і верху приямків клінкерною плиткою під камінь;
- облицювання внутрішньої поверхні стін приямків керамічною плиткою, колір RAL 7012.

Підлога приямків виконати по ухилу. Оздоблення в'їздів на підземні

парковки:

- металеві огорожі та поручні з нержавіючої сталі.
- облицювання стін клінкерною плиткою під камінь;
- облицювання торців і верху входу, внутрішньої поверхні стін входу штукатурка фарбування, колір RAL 1014;
- з'їзди виконати по ухилу.

Облаштування експлуатованого даху столобата відбувається за технологією для експлуатованого даху. В якості утеплювача використовується ламельний мат $X = 0,041 \text{ Вт/}^\circ\text{C}$, товщиною 140 мм.

Облаштування неексплуатованого даху веж відбувається за технологією для неексплуатованого даху. В якості утеплювача використовується екструзійний пінополістирол; $X = 0,041 \text{ Вт/}^\circ\text{C}$, товщиною 120 мм .

1.4 Опис рішень з обробці приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Використовувані при обробці матеріали та вироби відповідають вимогам державних стандартів і мають гігієнічний висновок, виданий органами державної санітарно-епідеміологічної служби, а також сертифікати відповідності пожежній безпеці. Оздоблення приміщень основного, допоміжного та технічного призначення виконується із застосуванням матеріалів, що відповідають санітарно-гігієнічним і пожежним вимогам.

Особлива увага приділяється шляхам евакуації, де застосовуються негорючі та протиковзкі покриття.

Стіни приміщень виконані гладкими і мають обробку, що допускає вологе прибирання і дезінфекцію.

Прийняті оздоблювальні матеріали на шляхах евакуації

Вестибюлі, коридори:

- стеля – Armstrong ;
- стіни – вогнезахтсне фарбування з протиковзкою поверхнею.

Сходові клітки:

- стеля – ґрунтовка, вогнезахисне, фарбування;
- стіни – вогнезахисне фарбування з протиковзкою поверхнею; підлоги – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Холи, рекреаційні зони:

- стеля – Armstrong ;
- стіни – фарбування акриловою фарбою;
- підлоги – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень основного призначення стилобатної частини.

Торгові площі:

- стеля – Armstrong ;
- стіни – фарбування акриловою фарбою;
- підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Кабінети:

- стеля – Armstrong;
- стіни – настінні панелі ;
- підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень основного призначення веж.

Кабінети:

- стеля – Armstrong ;
- стіни – настінні панелі;
- підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень обслуговувального призначення.

Приміщення охорони, склади, інші службові приміщення:

- стеля – Armstrong;
- стіни – фарбування акриловою фарбою;
- підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Туалетні та вбиральні:

- стеля – підвісна стеля сталева рейкова;

- стіни – фарбування акриловою фарбою; низ стін (1 м) – керамічна плитка;

- підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень обслуговувального призначення

Інженерні приміщення:

- стеля – фарбування акриловою, стіни – фарбування акриловою фарбою, підлога – керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів

Згідно з [4] необхідний нормативний індекс ізоляції повітряного шуму стін і перегородок між офісами різних фірм, між кабінетами різних фірм 48 дБ. Перегородка товщиною 125 мм, обшита двома шарами гіпсових плит ГВЛ з обох сторін, із заповненням звукоізоляцією «Акустична перегородка» 52 дБ товщиною 75 мм. При проектуванні будівлі застосовані планувальні рішення, що забезпечують захист основних приміщень адміністративного комплексу від шуму, вібрації інженерного та технологічного обладнання.

Архітектурно-будівельні заходи з шумозахисту включають раціональне планування приміщень, використання звукоізоляційних перегородок та акустичних матеріалів.

Інженерне обладнання розміщене таким чином, щоб мінімізувати його вплив на приміщення постійного перебування людей.

Приміщення вентиляційних камер не розташовані над, під і поруч з приміщеннями, де постійно перебувають люди. Для усунення шуму, що виникає при роботі вентиляційних установок, використовуються шумоглушники і гнучкі вставки (що містять звукопоглинальні матеріали). Рівень звукового тиску від в вентиляційних установок не перевищує нормативних значень, що забезпечує вимоги [4].

1.6 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірного оздоблення інтер'єрів – для об'єктів не виробничого призначення

Колірні рішення інтер'єрів спрямовані на створення комфортного середовища та підвищення працездатності користувачів будівлі.

Вибір кольорів здійснюється з урахуванням орієнтації приміщень та коефіцієнтів відбиття світла.

Для раціонального використання штучного світла і рівномірного освітлення офісних приміщень повинні бути застосовані оздоблювальні матеріали, що створюють матову поверхню з коефіцієнтом відбиття: для стелі – 0,7-0,9; для стін – 0,5-0,7; для підлоги – 0,4-0,5; меблів – 0,45. Рекомендується застосування кольорів: для стель, дверей, віконних рам – білий; для меблів (шафи, столи) – колір натурального дерева. Для стін приміщень, орієнтованих на південну сторону горизонту, застосовуються матеріали і фарби неясних холодних тонів, з коефіцієнтом відбиття 0,7-0,8 (світло-сірий, блідо-блакитний, блідо-зелений), на північну сторону – теплі тони (бежевий, блідо-жовтий, блідо-рожевий) з коефіцієнтом відбиття 0,6-0,7.

1.7 Вплив архітектурно-планувальних рішень на формування конструктивної схеми будівлі

Архітектурно-планувальна структура багатофункціонального висотного комплексу є визначальним чинником формування його конструктивної схеми та принципів просторової роботи. Наявність стилобатної частини, поєднаної з декількома висотними вежами, зумовлює необхідність розгляду будівлі як єдиної просторової системи, у якій архітектурні та конструктивні рішення взаємопов'язані та взаємозалежні.

Стилобат виконує функцію жорсткої базової платформи, що сприймає значну частину вертикальних навантажень і забезпечує їх передачу на фундаментну систему. Його планувальна структура, орієнтована на великі

відкриті простори, впливає на вибір сітки колон і типу перекриттів, що, у свою чергу, визначає характер роботи несучих елементів у нижній частині будівлі. Саме в зоні стилобату формується перехід від масивної, відносно низької частини комплексу до витягнутих у висоту веж, що створює складний напружено-деформований стан у конструкціях.

Висотні вежі, розміщені на стилобатній платформі, характеризуються підвищеною чутливістю до дії горизонтальних навантажень. У зв'язку з цим архітектурні рішення щодо конфігурації планів поверхів, розміщення вертикальних комунікацій та інженерних шахт використовуються як інструмент формування конструктивної жорсткості. Концентрація сходово-ліфтових вузлів у центральній частині плану створює передумови для формування ядра жорсткості, що є ключовим елементом просторової стійкості висотної споруди.

Просторова жорсткість висотної будівлі формується не лише за рахунок конструктивних елементів, але й під впливом архітектурних рішень, які визначають геометрію, пропорції та взаємне розташування основних об'ємів. У проєктованому комплексі геометрія веж, їх взаємна орієнтація та співвідношення висоти до планових розмірів істотно впливають на характер роботи конструктивної системи.

Архітектурне членування фасадів, хоча й має переважно художнє призначення, опосередковано відображає конструктивну логіку будівлі. Ритміка вертикальних елементів фасаду відповідає розташуванню колон і діафрагм, що сприяє узгодженості архітектурного образу з реальною конструктивною схемою. Такий підхід дозволяє уникнути конфлікту між архітектурною виразністю та інженерною доцільністю.

Форма планів поверхів і відсутність різких асиметрій сприяють більш рівномірному розподілу жорсткості в плані та зменшенню крутильних ефектів за дії горизонтальних навантажень. Це є особливо важливим для висотних будівель, де навіть незначна асиметрія може призводити до суттєвого ускладнення напружено-деформованого стану. Таким чином, архітектурні рішення розглядаються як активний чинник забезпечення просторової стійкості споруди.

Архітектурні рішення проєктованого комплексу впливають не лише на його зовнішній вигляд і функціональність, але й на експлуатаційну та конструктивну ефективність будівлі в цілому. Рациональна організація внутрішніх просторів, уніфікація планів поверхів і повторюваність конструктивних елементів створюють передумови для оптимізації конструктивної схеми та зменшення матеріалоємності.

Повторюваність планувальних рішень у висотних вежах дозволяє уніфікувати перерізи колон, балок і плит перекриттів, що позитивно впливає на технологічність зведення та знижує ймовірність конструктивних помилок під час будівництва. Крім того, чітка планувальна структура спрощує розміщення інженерних мереж і систем, що зменшує кількість локальних ослаблень конструкцій.

З експлуатаційної точки зору архітектурні рішення сприяють забезпеченню комфортних умов перебування людей, а з конструктивної — створюють передумови для ефективної та прогнозованої роботи несучої системи протягом усього життєвого циклу будівлі. Таким чином, взаємозв'язок архітектурних і конструктивних рішень розглядається як один із ключових принципів проєктування сучасних висотних багатофункціональних будівель.

1.8 Висновки до розділу 1

У першому розділі кваліфікаційної роботи виконано комплексний аналіз та ґрунтовне обґрунтування архітектурно-будівельних рішень багатофункціонального висотного адміністративно-громадського комплексу зі стилістичною частиною та трьома висотними вежами. Запропонована об'ємно-просторова композиція будівлі сформована з урахуванням сучасних містобудівних вимог і базується на принципах раціонального використання міської території, чіткого функціонального зонування та формування виразного архітектурного образу. Таке рішення відповідає актуальним тенденціям розвитку висотної забудови та сприяє створенню нової міської домінанти.

Прийнята планувальна структура стилобатної частини забезпечує логічний і функціонально обґрунтований розподіл громадських, торгових, рекреаційних і допоміжних приміщень, а також ефективну взаємодію між різними функціональними зонами будівлі. Розміщення стилобату як спільної базової платформи для висотних веж дозволяє поєднати різні за призначенням простори в єдину архітектурну систему. Особливе значення має організація експлуатованої покрівлі стилобату з рекреаційними зонами та озелененням, що сприяє підвищенню комфортності експлуатації об'єкта, покращенню мікроклімату та формуванню якісного громадського простору в умовах щільної міської забудови.

Планувальні рішення висотних веж орієнтовані на забезпечення гнучкості використання офісних приміщень, що дає можливість адаптації внутрішніх просторів до змін функціональних потреб у процесі експлуатації. Рациональна організація вертикальних і горизонтальних комунікацій, розміщення сходово-ліфтових вузлів та інженерних шахт забезпечує зручність користування будівлею та дотримання вимог пожежної безпеки і нормативної евакуації.

Архітектурно-художні та фасадні рішення комплексу ґрунтуються на використанні сучасних будівельних матеріалів і технологій, зокрема систем вітражного скління та ефективних фасадних оздоблювальних матеріалів. Такі рішення забезпечують належні світлотехнічні й теплотехнічні показники, енергоефективність будівлі та її естетичну привабливість. Використання прозорих і напівпрозорих фасадів дозволяє досягти візуальної легкості об'єкта при значних габаритах і висоті та гармонійно інтегрувати його в сформоване міське середовище.

Окрему увагу в розділі приділено питанням внутрішнього оздоблення приміщень різного функціонального призначення. Вибір матеріалів здійснено з урахуванням санітарно-гігієнічних, пожежних і експлуатаційних вимог, що забезпечує довговічність, безпеку та комфорт перебування людей. Реалізовані архітектурно-будівельні заходи щодо захисту від шуму, вібрацій та інших негативних впливів створюють сприятливі умови для роботи й відпочинку користувачів будівлі.

Таким чином, архітектурно-будівельні рішення, прийняті в межах першого розділу, є функціонально доцільними, нормативно обґрунтованими та узгодженими між собою. Вони формують надійну архітектурно-планувальну основу для подальшого розрахунково-конструктивного та науково-дослідного обґрунтування проєкту й забезпечують комплексний підхід до проєктування сучасного багатофункціонального висотного комплексу.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проектування

Проектований комплекс являє собою багатофункціональну висотну забудову, що складається з трьох громадських висотних блоків, об'єднаних у єдину просторово-планувальну та конструктивну систему. Перший і третій блоки мають однакову висоту та досягають відмітки 114,10 м до рівня верху парапету, тоді як другий блок є домінуючим за висотою та сягає 122,60 м. У планувальному рішенні ці блоки сформовані у три будівлі різної поверховості, які налічують відповідно 29 та 32 поверхи, що дозволяє створити виразний архітектурний силует комплексу та раціонально використати міський простір.

Функціональний та просторовий зв'язок між будівлями забезпечується перехідною галереєю, розташованою на рівні 17-го поверху на відмітці +62,10 м. Таке рішення не лише покращує комунікацію між блоками, але й підвищує експлуатаційну зручність комплексу в цілому. Під усіма висотними блоками запроектовано спільний надземний і підземний об'єм — стилобатну частину, яка виконує як конструктивну, так і функціональну роль. Стилобат включає чотири надземні та три підземні поверхи, у межах яких розміщено багаторівневу автостоянку та допоміжні приміщення інженерного призначення.

На рівні відмітки +18,60 м, на експлуатованому даху стилобатної частини, передбачено розміщення дитячих ігрових майданчиків, рекреаційних зон та закладів громадського харчування, що формує комфортне громадське середовище для користувачів комплексу. Конструктивна система будівлі прийнята каркасно-стовбуровою, де загальна жорсткість забезпечується сумісною роботою колон, балок і монолітного ядра жорсткості. Додаткове підвищення просторової жорсткості досягається за рахунок улаштування аутригерного поверху на рівні 17-го поверху.

Зовнішні огорожувальні конструкції виконані у вигляді вітражного

скління, що відповідає сучасним архітектурним тенденціям та забезпечує високі світлотехнічні характеристики. Вертикальні несучі елементи представлені сталезалізобетонними колонами в зоні стилобату, колонними двотаврами відповідно до нормативних документів, діафрагмами жорсткості з квадратних труб, а також монолітним залізобетонним ядром товщиною від 200 до 500 мм. Горизонтальні несучі елементи включають двотаврові балки та монолітні залізобетонні перекриття товщиною 200 мм з бетону класу В30. Внутрішні перегородки запроектовані з цегли товщиною 120 та 250 мм. Розрахунок просторового каркаса будівлі виконується з використанням програмного комплексу SCAD, що дозволяє врахувати всі особливості роботи конструкції.

Розрахункова схема наведена на рисунках 2.1 і 2.2.



Рисунок 2.1 – Розрахункова схема повної будівлі в SCAD

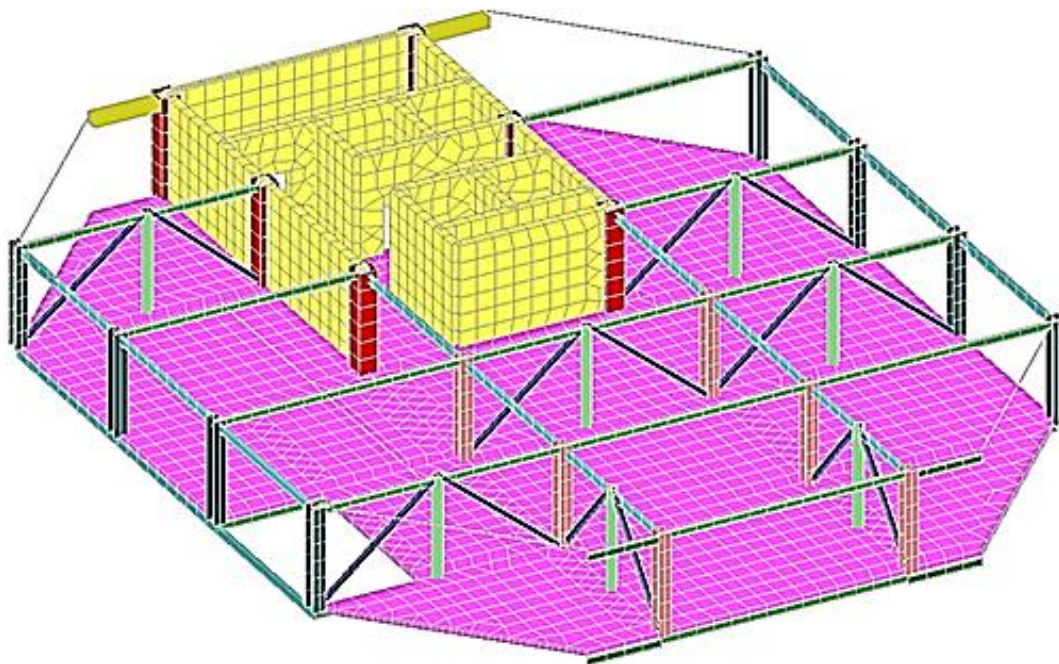


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема одного поверху в SCAD

Конструктивна система будівлі прийнята каркасно-стовбуровою з використанням монолітного ядра жорсткості, що забезпечує сприйняття горизонтальних навантажень.

Стилобатна частина виконує роль просторового базису для висотних веж.

2.2 Збір навантажень

Навантаження на каркас будівлі збираються та визначаються відповідно до вимог нормативного документа [8], що забезпечує коректність і повноту врахування всіх складових навантажувального впливу. До постійних навантажень віднесено власну вагу металевих і залізобетонних конструкцій, а також навантаження від підлог, покрівлі та огорожувальних елементів. Власна вага металевих конструкцій враховується автоматично в програмному комплексі SCAD із застосуванням коефіцієнта надійності за навантаженням 1,05. Власна вага залізобетонних конструкцій, зокрема перекриттів, шахт ліфтів та діафрагм

жорсткості, також задається автоматично з використанням коефіцієнта надійності 1,1. Постійні навантаження від конструктивних шарів підлог, покрівлі та зовнішніх огорожувальних конструкцій визначаються на підставі архітектурних і теплотехнічних характеристик об'єкта проектування. Питомі ваги застосованих будівельних матеріалів наведені нижче, а результати розрахунку постійних навантажень систематизовані в таблиці 2.1, що використовується для подальшого розрахунку каркаса.

Зовнішні огорожувальні конструкції будівлі запроєктовані у вигляді цегляних стін із середньою густиною матеріалу $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$. Для забезпечення необхідних теплотехнічних показників передбачено шар утеплювача густиною $\rho = 90 \text{ кг/м}^3$ товщиною 100 мм, що знижує тепловтрати та підвищує енергоефективність будівлі. Зовнішнє оздоблення стін виконане штукатурним шаром з питомим навантаженням $q = 30 \text{ кг/м}^2$, який додатково враховується при визначенні постійних навантажень на несучі конструкції.

Покрівля будівлі прийнята плоскою з наплавлюваним рулонним гідроізоляційним покриттям. Конструкція покрівлі є багатошаровою та включає стяжку з полістиролбетону з питомим навантаженням $q = 0,156 \text{ т/м}^2$, яка виконує функцію вирівнювального та теплоізоляційного шару. Додатково передбачено шар термоізоляції з питомим навантаженням $q = 0,03396 \text{ т/м}^2$, що забезпечує нормативний опір теплопередачі. Поверх термоізоляції влаштовується стяжка з цементно-піщаного розчину з навантаженням $q = 0,094 \text{ т/м}^2$, яка слугує основою для покрівельного килима. Завершальним шаром є рулонна наплавлювана покрівля з питомим навантаженням $q = 0,00624 \text{ т/м}^2$, що забезпечує гідроізоляцію та захист конструкції від атмосферних впливів.

Конструкція підлог залежить від функціонального призначення приміщень. У кабінетах передбачено шар звукоізоляції з питомим навантаженням $q = 0,0004 \text{ т/м}^2$, стяжку з цементно-піщаного розчину з навантаженням $q = 0,152 \text{ т/м}^2$ та фінішне покриття з лінолеуму з питомим навантаженням $q = 0,0054 \text{ т/м}^2$. У коридорах і санвузлах конструкція підлоги включає бітумний праймер з навантаженням $q = 0,0013 \text{ т/м}^2$, звукоізоляційний шар $q = 0,0004 \text{ т/м}^2$, цементно-

піщану стяжку $q = 0,117 \text{ т/м}^2$, шар клею $q = 0,0234 \text{ т/м}^2$ та керамічну плитку з питомим навантаженням $q = 0,0216 \text{ т/м}^2$. Усі зазначені значення враховуються при визначенні постійних навантажень на несучий каркас будівлі.

Збір навантажень виконано відповідно до чинних нормативних документів з урахуванням постійних, тривалих та короткочасних впливів.

Навантаження задані з використанням коефіцієнтів надійності та комбінацій.

Таблиця 2.1 – Постійні навантаження

Вид навантаження	Поверх	Нормативне навантаження, т/м	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
Вага перегородок 120 мм	1 поверх	$1800 \cdot 0,12 \cdot 5,1 = 11 \text{ кН/м} = 1,1 \text{ т/м}$	1,1	1,21
	Стилобат	$1800 \cdot 0,12 \cdot 4,5 = 9,72 \text{ кН / м} = 0,972 \text{ т / м}$	1,1	1,07
	Типовий	$1800 \cdot 0,12 \cdot 3,6 = 7,77 \text{ кН / м} = 0,77 \text{ т / м}$	1,1	0,85
Вага цегляних стін 250 мм	1 поверх	$1800 \cdot 0,25 \cdot 5,1 = 22,9 \text{ кН/м} = 2,29 \text{ т/м}$	1,1	2,51
	Стилобат	$1800 \cdot 0,25 \cdot 4,5 = 20,25 \text{ кН/м} = 2,03 \text{ т/м}$	1,1	2,23
	Типовий	$1800 \cdot 0,25 \cdot 3,6 = 16,2 \text{ кН/м} = 1,62 \text{ т/м}$	1,1	1,78
Вага зовнішніх стін	1 поверх	$2,29 + 0,0435 \cdot 5,1 = 22,9 \text{ кН / м} = 2,51 \text{ т/ м}$	1,1	2,76
	Стилобат	$2,02 + 0,0435 \cdot 4,5 = 22,2 \text{ кН/м} = 2,22 \text{ т/м}$	1,1	2,44
	Типовий	$1,62 + 0,0435 \cdot 3,6 = 17,7 \text{ кН/м} = 1,77 \text{ т/м}$	1,1	1,95
Вага вітражів	1 поверх	$100 \cdot 5,1 = 510 \text{ кг / м} = 0,51 \text{ т/ м}$	1,1	0,56
	Стилобат	$100 \cdot 4,5 = 450 \text{ кг / м} = 0,45 \text{ т/ м}$	1,1	0,495
	Типовий	$100 \cdot 3,6 = 360 \text{ кг / м} = 0,36 \text{ т / м}$	1,1	0,396
	Аутригер	$100 \cdot 6 = 600 \text{ кг / м} = 0,6 \text{ т/ м}$	1,1	0,66

Постійні навантаження

Постійні навантаження, що враховуються при розрахунку несучих конструкцій будівлі, систематизовані та наведені в таблиці 2.2. Окремо в таблиці 2.3 подано розрахункові значення навантажень від тиску ґрунту на стіни підвальної частини, які враховують умови заглиблення та фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Таблиця 2.2 – Рівномірно розподілене навантаження від ваги підлоги та покрівлі

Вид навантаження	Поверх	Нормативне навантаження, т/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м ²
Вага підлог у кабінетах і коридорах	Типовий	0,16	1,1	0,17
Вага від покрівлі	Останній	0,29	1,1	0,319

Таблиця 2.3 – Розрахунок тиску ґрунту по висоті

h, м	p, т/м ²	p, кН/м ²
0	0,49	4,9
1	1,729	17,3
2	2,968	29,68
3	4,207	42
4	5,446	54,46
5	6,685	66,85
6	7,924	79,2
7	9,163	91,63
8	10,402	104
9	11,641	116,4
10,2	12,88	128,8

Короткочасні навантаження

Значення тимчасових навантажень представлені в таблиці 2.4

Таблиця 2.4 – Тимчасові навантаження

Приміщення	Нормативне навантаження, т/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м ²
Службові	0,2	1,2	0,24
Кабінети	0,2	1,2	0,2
Коридори, сходові клітки	0,4	1,2	0,4
Кафе	0,3	1,2	0,36
Покриття	0,07	1,3	0,091

Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначається за формулою 2.1

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кПа (кН/м}^2\text{)}, \quad (2.1)$$

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриття будівлі під дією вітру;

c_t — термічний коефіцієнт;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1м² горизонтальної поверхні.

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою 2.2.

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,4 = 2,1 \text{ кПа (кН/м}^2\text{)}, \quad (2.2)$$

де γ_f - коефіцієнт надійності по навантаженню.

2.3 Результати розрахунку

Метою просторового розрахунку є всебічна оцінка напружено-деформованого стану несучої системи багатофункціональної висотної будівлі з урахуванням сумісної роботи всіх конструктивних елементів.

На відміну від плоских розрахункових схем, просторове моделювання дозволяє адекватно врахувати просторову жорсткість каркаса, вплив ядра жорсткості, роботу перекриттів як горизонтальних діафрагм та перерозподіл зусиль між елементами у тривимірній постановці.

Розрахункова модель сформована відповідно до реальної конструктивної схеми будівлі. Вертикальні несучі елементи представлені стержневими кінцевими елементами, плити перекриттів і діафрагми жорсткості — пластинчастими елементами. Такий підхід забезпечує коректне відтворення спільної роботи елементів та дозволяє врахувати просторову взаємодію каркаса зі стилобатною частиною.

Закріплення моделі прийнято з урахуванням реальної взаємодії конструкції з основою. Фундаменти умовно прийняті жорстко закріпленими, що є допустимим для попереднього етапу просторового аналізу. Обґрунтовано, що таке припущення не призводить до заниження внутрішніх зусиль у надфундаментних конструкціях.

Матеріальні характеристики бетону та сталі задано відповідно до прийнятих класів матеріалів з урахуванням нормативних коефіцієнтів надійності. Робота матеріалів прийнята лінійно-пружною, що є обґрунтованим для аналізу експлуатаційних станів та визначення загальної жорсткості конструктивної системи.

Просторовий розрахунок виконано за основними розрахунковими комбінаціями навантажень, які включають постійні, тривалі та короточасні дії. Особливу увагу приділено врахуванню горизонтальних навантажень, що визначають характер просторової роботи висотної споруди.

За результатами розрахунків, виконаних у програмному комплексі SCAD,

максимальне значення прискорення коливань будівлі становить $0,023 \text{ м/с}^2$, що наведено на рисунку 2.3.

Відповідно до вимог нормативного документа [8], для забезпечення комфортних умов перебування людей граничне значення прискорення поверхів не повинно перевищувати $0,08 \text{ м/с}^2$, що підтверджує відповідність проєктного рішення нормативним вимогам.

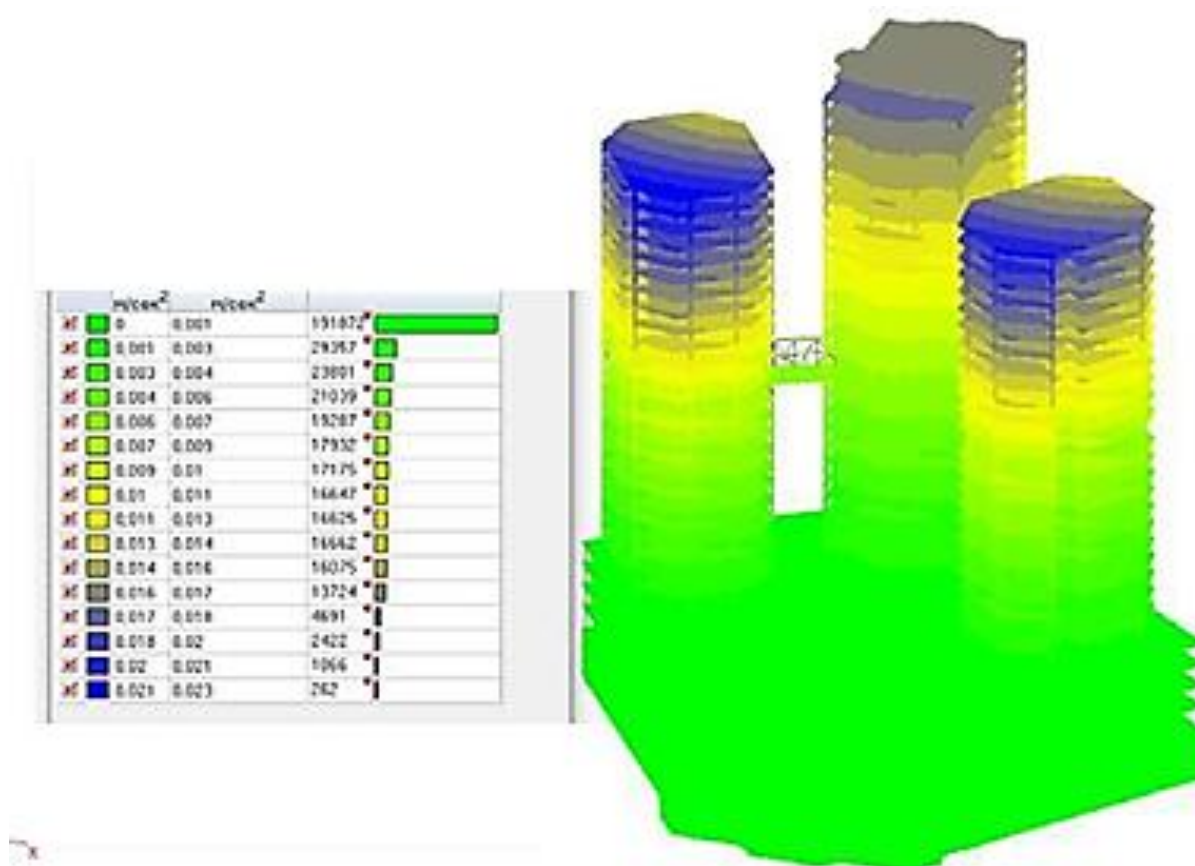


Рисунок 2.3 – Прискорення

Згідно з [8] граничне горизонтальне переміщення будівлі визначається за формулою 2.3

$$f_u = \frac{h}{500} = \frac{122800}{500} = 245,6 \text{ мм} \quad (2.3)$$

Де f_u - граничне горизонтальне переміщення;

h - висота будівлі.

Максимальне переміщення проектованої будівлі становить 74,65 мм (рисунок 2.4)

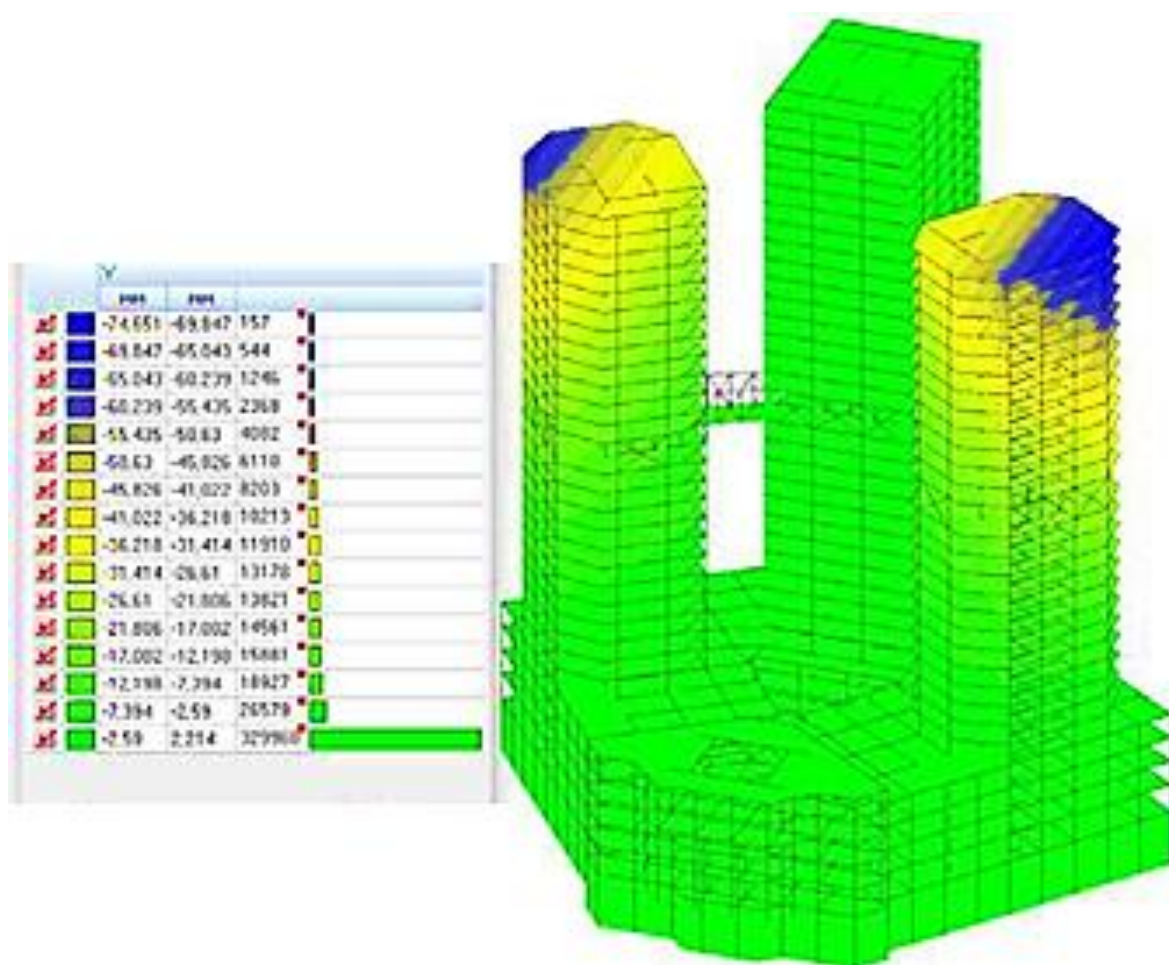


Рисунок 2.4 – Переміщення при найнесприятливішому поєднанні навантажень

Результати чисельного моделювання підтвердили допустимі значення переміщень та прискорень поверхів будівлі.

Отримані результати свідчать про достатню жорсткість конструктивної системи.

Після завершення етапу перевірки цілісності та коректності розрахункової схеми можливий перехід до наступної стадії проектування, яка передбачає формування конструктивних груп елементів і виконання підбору арматури для монолітних залізобетонних елементів, а також визначення раціональних перерізів сталевих конструкцій.

На цьому етапі здійснюється систематизація елементів за характером їх роботи та конструктивним призначенням, що дозволяє оптимізувати процес розрахунку і підбору параметрів несучих конструкцій.

Формуються окремі групи армування для вертикальних елементів, до яких належать колони та ядра жорсткості, а також для горизонтальних елементів у вигляді плит перекриттів. Паралельно створюються групи сталевих конструкцій, які включають вертикальні елементи (сталеві колони, в'язі, ферми перехідних галерей, а також елементи аутригерного поверху) та горизонтальні елементи у вигляді балок. Такий підхід забезпечує уніфікацію параметрів розрахунку та спрощує подальший аналіз напружено-деформованого стану конструкцій.

Під час формування конструктивних груп задаються основні розрахункові та конструктивні параметри, зокрема клас поперечної та поздовжньої арматури, її діаметри, коефіцієнти умов роботи, відстані до центра ваги арматурних стрижнів, а також коефіцієнт вертикального бетонування для стін, який приймається рівним 0,85. Додатково враховуються випадковий ексцентриситет та розрахункова довжина елементів, що є особливо важливим для колон. Окремо задаються матеріали — бетон і сталь — з відповідними класами міцності, коефіцієнтами надійності та відповідальності, оскільки будівля належить до об'єктів підвищеної відповідальності.

Для конструктивних груп колон приймаються коефіцієнти розрахункової довжини в площинах XOZ і XOY , які становлять відповідно 0,8 та 0,9, що відповідає результатам просторового розрахунку, наведеного на рисунку 2.8. Аналогічні підходи застосовуються і для інших конструктивних груп балок.

Після задання всіх конструктивних груп виконується безпосередній підбір перерізів балок і колон.

Сформовані групи елементів і групи армування наочно представлені на рисунках 2.5 та 2.6, що ілюструє прийняті проєктні рішення.

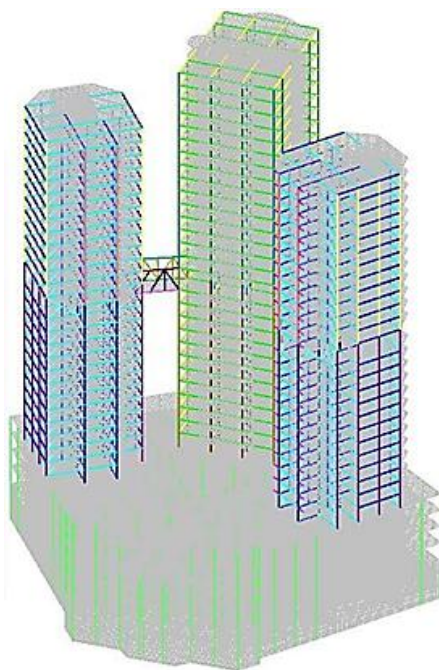


Рисунок 2.5 – Конструктивні групи елементів



Рисунок 2.6 – Конструктивні групи армування в ПК SCAD

Розрахунок виконано за [8], підбір конструктивних елементів наведено в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 – Підбір конструктивних елементів

Конструктивний елемент	Група уніфікації	Перетин для експертизи	Результат підбору
Балки велика вежа 6м	Балки велика вежа тип 1	Двотавр нормальний (Б)	Двотавр нормальний (Б)
Балки велика вежа 8м	Балки велика вежа тип 2	Двотавр нормальний (Б)	Двотавр нормальний (Б)
Балки мала вежа 8м	Балки мала вежа 8 м	Двотавр нормальний (Б)	Двотавр нормальний (Б)
Балки мала вежа 6м	Балки мала вежа 6м	Двотавр нормальний (Б)	Двотавр нормальний (Б)
Балки консольні мала вежа	балки консольні	Двотавр нормальний (Б)	Двотавр нормальний (Б)
Колони велика вежа низ тип 2	колони велика вежа низ тип 2	Двотавр колонний (К)	Двотавровий колонний (К)
Колони велика вежа верх тип 1	колони велика вежа верх тип 1	Двотавровий колонний (К)	Двотавровий колонний (К)
Колони велика вежа верх тип 2	колони велика вежа верх тип2	Двотавровий колонний (К)	Двотавровий колонний (К)
Колони мала вежа низ тип 2	колони мала вежа низ тип2	Двотавровий колонний (К)	Двотавровий колонний (К)
Колони мала вежа верх тип 1	колони мала вежа верх тип1	Двотавровий колонний (К)	Двотавровий колонний (К) 40К3
Колони мала вежа верх тип 2	колони мала вежа верх тип 2	Двотавровий колонний (К)	Двотавровий колонний (40К3
Балки стилобат	балки стилобату	Двотавр нормальний (Б)	Двотавр нормальний (Б) 45Б2
Зв'язки	Зв'язки вежі	Квадратні труби з	Квадратні труби 250х7.0
Стійки для зв'язків	Стійки для зв'язків	Квадратні труби 250х8.5	Квадратні труби 200х11,5
Нижній пояс ферми №1	Нижній пояс ферм1	Квадратні труби 35х5.0	Квадратні труби 60х2,5
Верхній пояс ферми №1	Верхній пояс ферма1	Квадратні труби 45х6.5	Квадратні труби 70х3,5
Розкоси стійки ферма №1	решітка ферма1	Квадратні труби 45х4,5	Квадратні труби 140х4.0
Нижній пояс ферма №2	Нижній пояс ферма 2	Квадратні труби 70х3.0	Квадратні труби 40х3.0
Верхній пояс ферма №2	Верхній пояс ферма2	Квадратні труби 25х2.0	Квадратні труби 80х3.0
Розкоси і стійки ферма №2	решітка ферма2	Квадратні труби 80х7.5	Квадратні труби 160х4.0

Звіт сформовано програмою SCAD++ (64-біт), на рисунку 2.7 представлені епюри армування плити, обчислені в програмному комплексі SCAD.

На рисунку 2.7 представлені епюри армування ядра жорсткості, обчислені в програмному комплексі SCAD.

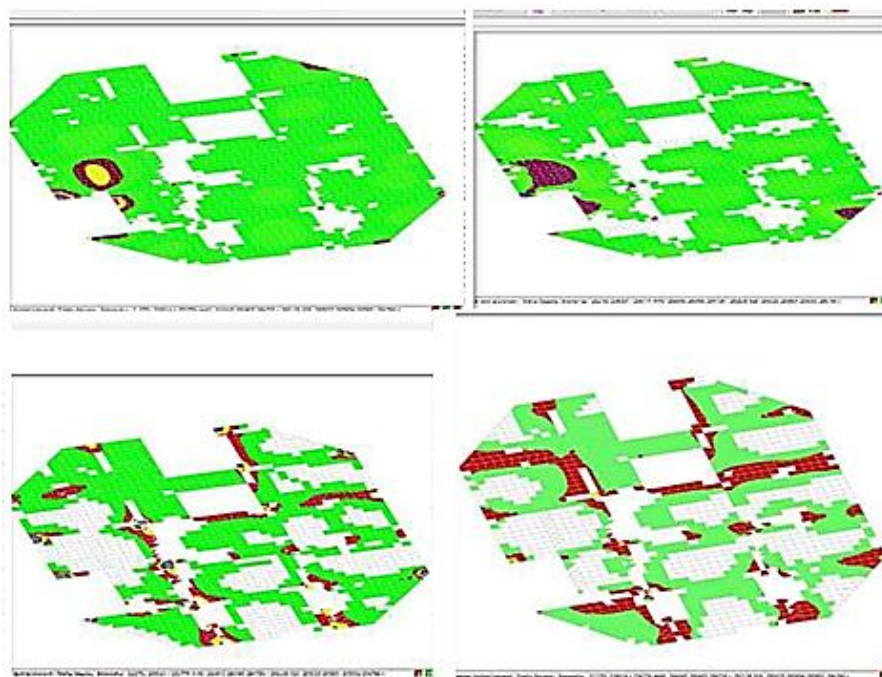


Рисунок 2.7 – Результати армування плити ПМ 2

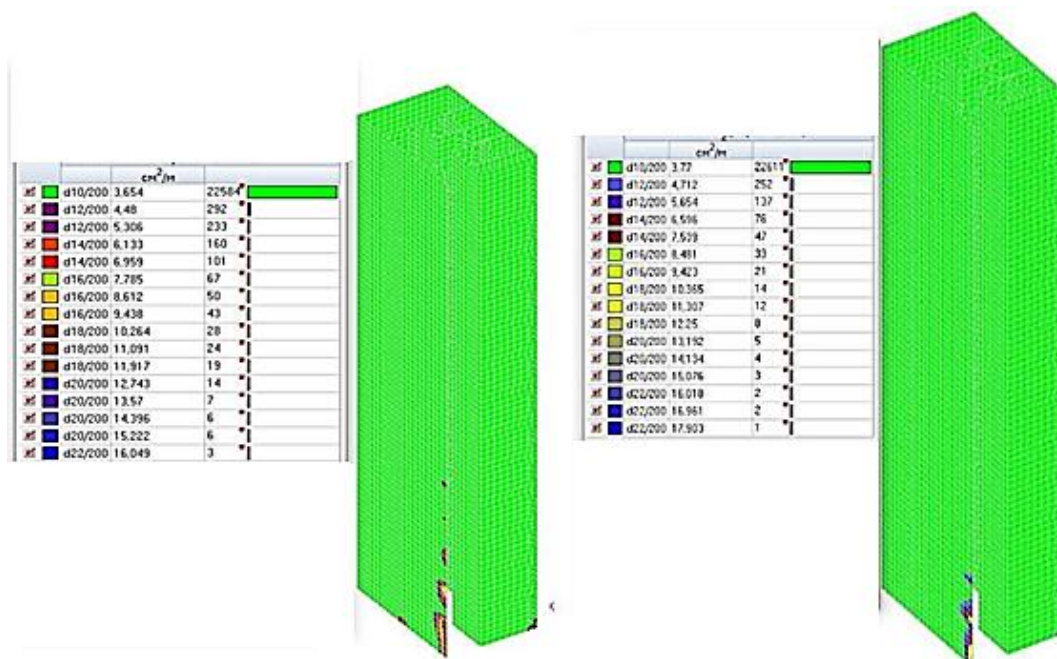


Рисунок 2.8 – Результати армування ядра жорсткості в ПК SCAD

2.4 Розрахунок колони К1

Вихідні дані

Конструктивна схема колони на рис. 2.9;

Тип перетину стрижня колони – двотавр 40К5 ;

Довжина колони $l = 3,9$ м;

Розрахункові зусилля в колоні, отримані за результатами рами:

$M = 33,858$ т·м; $N = - 758,612$ т;

Матеріал – сталь С345 [8]; група конструкцій – 3, розрахункова температура району будівництва $t = -23$ °С;

Розрахункові характеристики сталі: $R_y = 345$ Н/мм² при товщині прокату, $R_{un} = 470$ Н/мм²;

Зварювання елементів колони виконується механізованим дуговим зварюванням (МДСПП), зварювальний дріт – Св-08Г2С.

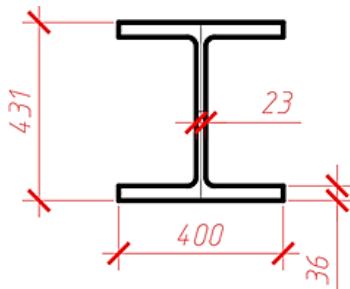


Рисунок 2.9 – Перетин колони К1

Розрахункова довжина колони в площині рами

$$l_{ef,x} = \mu \cdot l = 0,9 \cdot 3,9 = 3,51 \text{ м} \quad (2.4)$$

де $\mu = 0,9$ - коефіцієнт розрахункової довжини колони.

Розрахункова довжина колони з площини рами $l_{ef,y} = 3,12$ м

Перевіримо стійкість стрижня колони з двотавра 40К5, прийнятого за результатом розрахунку в ПО SCAD. Геометричні характеристики перерізу за сортаментом і стрижня колони:

$$A = 371 \text{ см}^2; I_x = 37910 \text{ см}^4; W_x = 5641,3 \text{ см}^3; i_x = 10,11 \text{ см};$$

$$i_y = 18,32 \text{ см}; h = 431 \text{ мм}; b_f = 400 \text{ мм}; t_f = 35,5 \text{ мм}; t_w = 23,0 \text{ мм}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{2,45 \cdot 10^2}{10,1} = 34,75; \quad (2.5)$$

$$\varphi_e = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 34,75 \cdot \sqrt{\frac{345}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,42. \quad (2.6)$$

Перевіримо стійкість стрижня колони в площині рами, для чого обчислимо коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{7434,4}{0,371 \cdot 371 \cdot 345 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,37 < 1 \quad (2.7)$$

Тут коефіцієнт $\varphi_e = 1,42$ підрахований за [8] залежно від $\varphi_e = 1,42$
 $im_{ef,x} = \eta \cdot m = 1,77 \cdot 0,29 = 0,52$, де $\eta = 1,77$ обчислений за [8] залежно від

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{400 \cdot 35,5}{(431 - 2 \cdot 35,5) \cdot 23,0} = 1,7 \quad (2.8)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{331,8 \cdot 10^2}{7434,4} = 4,46 \text{ см} \quad (2.9)$$

$$m = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{4,46 \cdot 371}{5641,3} = 0,29 \quad (2.10)$$

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,012 \cdot (6 - m) \cdot \varphi_e =$$

$$= (1,9 - 0,1 \cdot 0,29) - 0,012 \cdot (6 - 0,29) \cdot 1,42 = 1,77 \quad (2.11)$$

Оскільки коефіцієнт $\alpha < 1$, то стійкість стрижня колони забезпечена в площині рами.

Гранична гнучкість колони

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,37 = 157,7 \quad (2.12)$$

Фактична гнучкість $\lambda_x = 34,75 < [\lambda] = 157,7$.

Перевірка стійкості стрижня колони в площині рами

$$\frac{N}{\phi_e \cdot A} = \frac{7434,4 \cdot 10}{1,42 \cdot 371} = \frac{140,89H}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 345 \text{ Н/мм}^2 \quad (2.13)$$

Перевірка стійкості стрижня колони з площини дії моменту Гнучкість стрижня з площини рами

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{3,12 \cdot 10^2}{18,32} = 17,03$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 17,03 \cdot \sqrt{\frac{345}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,69$$

Максимальний момент у середній третині стрижня колони

$$M_x = \frac{2}{3} \cdot 331,8 = 221,2 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.14)$$

Відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N_x \cdot W_x} = \frac{56,2 \cdot 10^2 \cdot 371}{2935,5 \cdot 5641,3} = 0,19 < 5 \quad (2.15)$$

Коефіцієнт s , що враховує вплив моментів на втрату стійкості стрижня колони з площини рами, при $m_x \leq 5$, підраховується за формулою

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \leq 1 \quad (2.16)$$

Для розраховуваної колони за [табл. 21, 30]

$$\alpha = 0,7; \beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,614}{0,992}} = 0,79 \quad (2.17)$$

Тут значення $\varphi_y = 0,992$ при $\lambda_y = 0,46$; значення $\varphi_c = 0,614$ при $\lambda_y = 3,14$.

Тоді

$$c = \frac{0,79}{1 + 0,7 \cdot 0,19} = 0,69$$

Напруження в стрижні колони

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{7434,4 \cdot 10}{0,69 \cdot 1,4222 \cdot 371} = 202,7 \frac{H}{\text{мм}^2} < 345 \text{ H/мм}^2 \quad (2.18)$$

Стійкість стрижня колони з площини рами забезпечена.

2.5 Розрахунок сталезалізобетонної колони

Дано: сталезалізобетонна колона нижнього поверху рамного каркаса квадратного поперечного перерізу з розмірами за рисунком 2.10. Довжина колони 3,6 м. Бетон класу міцності на стиск С20/30. Сталевий сердечник – двотавр 40К5 за [11] зі сталі С345. Стрижнева арматура розташована по контуру - 8 шт. Ø20А600. Поперечний переріз колони представлений на рисунку 2.10.

Навантаження— $M_z = 180,32 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_y = 41,06 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = 7350 \text{ кН}$.

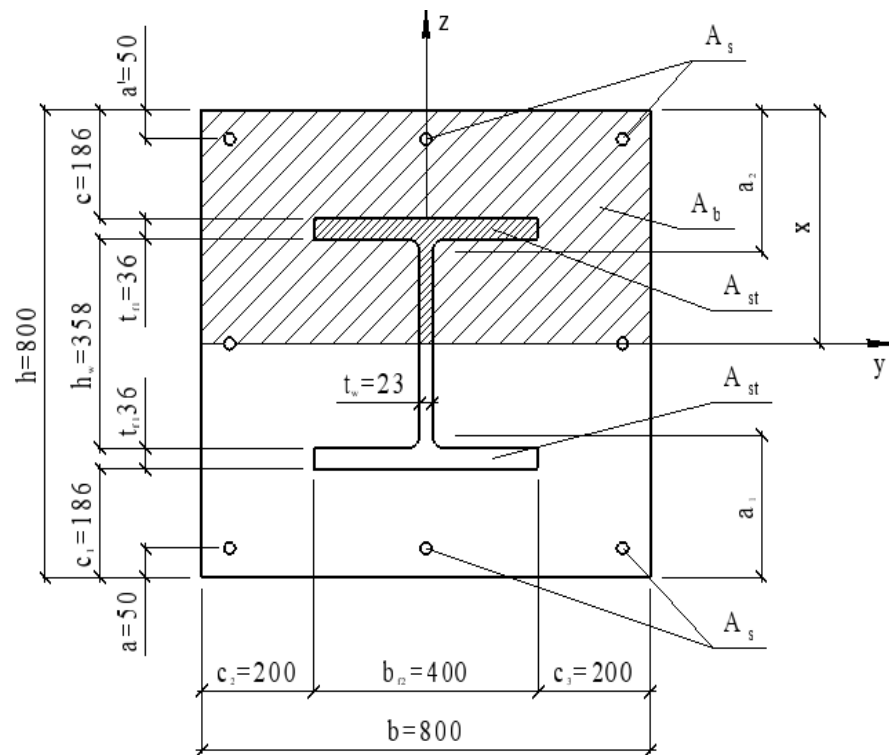


Рисунок 2.10 – Поперечний переріз колони при розрахунку в площині Z

Характеристики що формують поперечний переріз сталезалізобетонної колони:

$$\begin{aligned}
 R_s &= 520 \text{ МПа} & \varepsilon_{b2} &= 0,0035 \\
 R_{sc} &= 470 \text{ МПа} & A_{st} &= 37034 \text{ мм}^2 \\
 R_b &= 17 \text{ МПа} & b_{f1} &= b_{f2} = 400 \text{ мм} \\
 R_y &= 313,63 \text{ МПа} & t_{f1} &= t_{f2} = 400 \text{ мм} \\
 E_s &= 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа} & t_w &= 23 \text{ мм} \\
 E_{st} &= 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа} & h_w &= 358 \text{ мм} \\
 E_b &= 32500 \text{ МПа}
 \end{aligned}$$

Площа поперечного перерізу одного стрижня поздовжньої арматури: 380 мм^2

Момент інерції одного стрижня поздовжньої арматури відносно власної осі: 8000 мм^4

Моменти інерції сталевого сердечника відносно власної осі:

$$I_z = 120291 \cdot 10^4 \text{ мм}^4; I_y = 37914,87 \cdot 10^4 \text{ мм}^4$$

З урахуванням тривалості дії навантажень розрахунковий опір бетону осьовому стиску $R_b = \gamma_{b1} \cdot R_b = 0,9 \cdot 17,0 = 15,3 \text{ кг/см}^2$.

Модуль деформації бетону з урахуванням тривалості дії навантаження визначимо згідно з [15]:

$$E_{b1} = E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{32500}{1 + 2,3} = 9848,5 \text{ кг/см}^2 \quad (2.19)$$

Визначимо коефіцієнти приведення до бетону для жорсткої та гнучкої арматури згідно з [15]:

$$\alpha_{st} = \frac{E_{st}}{E_{b1}} = \frac{206000}{9848,5} = 20,92$$

$$\alpha_{st} = \frac{E_s}{E_{b1}} = \frac{200000}{9848,5} = 20,31 \quad (2.20)$$

Виконаємо перевірку умови [15]

$$\frac{i_0}{i_{red}} > 14 \quad (2.21)$$

Радіус інерції приведенного перерізу визначається за [15]:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} \quad (2.22)$$

Обчислимо моменти інерції приведенного перерізу елемента відносно його центру ваги за [15] (у розглянутому прикладі центр ваги приведенного перерізу збігається з центром ваги бетонної частини і жорсткої арматури у зв'язку з їх симетричним розташуванням):

$$I_{y,red} = I_y + I_{y,st} \cdot \alpha_{st} + I_{y,s} \cdot \alpha_s \quad (2.23)$$

$$I_{y,red} = 3271206 \cdot 10^4 + 120291 \cdot 10^4 \cdot 20,31 + 27936,4 \cdot 10^4 \cdot 20,92 = 62983814370 \text{ мм}^4$$

$$I_{z,red} = I_z + I_{z,st} \cdot \alpha_{st} + I_{z,s} \cdot \alpha_s = 3352333 \cdot 10^4 + 37914,87 \cdot 10^4 \cdot 20,31 + 27936,4 \cdot 10^4 \cdot 20,92 = 47066404230 \text{ мм}^4$$

де $I_{z,s}, I_{y,s}$ - моменти інерції стрижневої арматури відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$I_{y,s} = I_{z,s} = 8 \cdot I_s + 6 \cdot A \cdot \left(\frac{H - a - a'}{2} \right)^2 = 8 \cdot 8000 + 6 \cdot 380 \cdot 350 \cdot 350 = 22936,4 \cdot 10^4 \text{ мм}^4 \quad (2.24)$$

I_z, I_y - моменти інерції бетонної частини відносно центру ваги приведенного перерізу (з урахуванням витіснення бетону арматурою):

$$I_y = \frac{bh^3}{12} - I_{y,s} - I_{y,st} = \frac{800^4}{12} - 27936,4 \cdot 10^4 - 120291 \cdot 10^4 = 3271206 \cdot 10^4 \text{ мм}^4$$

$$I_z = \frac{hb^3}{12} - I_{z,s} - I_{z,st} = \frac{800^4}{12} - 27936,4 \cdot 10^4 - 37914,9 \cdot 10^4 = 3352333 \cdot 10^4 \text{ мм}^4 \quad (2.26)$$

Радіуси інерції приведенного перерізу:

$$i_{y,red} = \sqrt{\frac{I_{y,red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{62983814370}{135352108}} = 215,7 \text{ мм}$$

$$i_{z,red} = \sqrt{\frac{I_{z,red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{47066404230}{135352108}} = 186,5 \text{ мм}$$

Розрахункова довжина елемента згідно з [15]:

$$l_0 = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 3600 = 3150 \text{ мм} \quad (2.25)$$

Тоді:

$$\frac{l_0}{i_{y,red}} = \frac{3150}{215,7} = 11,68 < 14$$

$$\frac{i_0}{i_{z, \text{red}}} = \frac{3150}{186,5} = 13,53 < 14.$$

Згідно з [15], вплив прогину на величину ексцентриситету не враховується і коефіцієнт $\eta = 1$.

Визначення ексцентриситетів.

Визначимо випадковий ексцентриситет e_a згідно з [15]:

$$e_a = \max \left\{ \frac{\frac{1}{600} \cdot L = \frac{1}{600} \cdot 3600 = 6}{\frac{1}{30} \cdot h = \frac{1}{30} \cdot 800 = 26,7} = 26,7 \text{ мм} \right. \quad (2.29)$$

Визначимо ексцентриситет e_0 поздовжньої сили для площину i_z :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{180,32 \cdot 10^6}{7350 \cdot 10^3} = 24,5 \text{ мм}$$

$$e_z = \frac{M_z}{N} = \frac{41,06 \cdot 10^6}{7350 \cdot 10^3} = 5,6 \text{ мм}$$

Визначимо ексцентриситет прикладання поздовжньої сили відносно центру ваги перерізу розтягнутого стрижня гнучкої арматури з урахуванням випадкового ексцентриситету і впливу поздовжнього вигину згідно [15]:

$$e_{1,y} = e_a \cdot \eta + \frac{h' - a'}{2} = 26,7 \cdot 1 + \frac{(800 - 50) - 50}{2} = 277,67 \text{ мм} \quad (2.30)$$

Перевірка міцності поперечного перерізу елемента в площині найбільшої жорсткості z .

Загальний вигляд поперечного перерізу елемента при перевірці міцності в площині найбільшої жорсткості наведено на рисунку 2.11.

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони для сталевго сердечника і стрижневої арматури:

для сталевго сердечника:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,001522}{0,0035}} = 5,6 \text{ мм} \quad (2.32)$$

$$\text{де } \varepsilon_{s,el} = \frac{R_y}{E_{st}} = \frac{313,6364}{206000} = 0,001522. \quad (2.33)$$

для стрижневої арматури:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0026}{0,0035}} = 0,459$$

$$\text{де } \varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{520}{200000} = 0,0026$$

В якості робочого значення приймаємо менше, як найбільш небезпечне $\xi_R = 0,459$.

Визначаємо висоту стиснутої зони перерізу стосовно випадку розрахунку, коли нейтральна вісь перетинає стінку двотавра за формулою:

$$\begin{aligned} x &= \frac{N + R_s A_s + R_b A_s + R_{sc} A'_s - (R_b - R_y) \cdot [t_w \cdot (t_{f1} + c) - b_{f1} \cdot t_{f1}]}{R_b \cdot b + R_y \cdot t_w - t_w \cdot (R_b - R_y)} + \\ &+ \frac{R_y \cdot [t_w \cdot (h_w + t_{f1} + c) + b_{f2} \cdot t_{f2}]}{R_b \cdot b + R_y \cdot t_w - t_w \cdot (R_b - R_y)} = \\ &= \frac{7350 \cdot 10^3 + 520 \cdot 1140 + 17 \cdot 1140 + 470 \cdot 1140 - (17 - 313,64) \cdot [23 \cdot (36 + 200) - 400 \cdot 36]}{17 \cdot 800 + 313,64 \cdot 23 - 23 \cdot (17 - 313,64)} + \\ &+ \frac{313,64 \cdot [23 \cdot (358 + 36 + 200) + 400 \cdot 36]}{17 \cdot 800 + 313,64 \cdot 23 - 23 \cdot (17 - 313,64)} = 540,33 \text{ мм} \end{aligned} \quad (2.34)$$

Відстань від центру ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані перерізу:

$$a_1 = \frac{t_w (h_w + t_{f1} + c - x) \left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + c_1 + t_{f2} \right) R_y + b_{f2} t_{f2} \left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1 \right) R_y + R_s A_s a}{A'_{st} R_y + R_s A_s} =$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{23 \cdot (358 + 36 + 221 - 540,33) \cdot \left(\frac{358 + 36 + 221 - 540,33}{2} + 221 + 36 \right) \cdot 313,64}{16117,51 \cdot 313,64 + 520 \cdot 1140} + \\
&\quad + \frac{400 \cdot 36 \cdot \left(\frac{36}{2} + 200 \right) \cdot 313,64 + 520 \cdot 1140 \cdot 50}{16117,51 \cdot 313,64 + 520 \cdot 1140} = 224,44 \text{ мм} \quad (2.35)
\end{aligned}$$

де $A''_{st} = t_w(h_w + t_{f1} + c - x) + b_{f2}t_{f2} = 23 \cdot (358 + 36 + 221 - 540,33) + 400 \cdot 36 = 16117,51 \text{ мм}^2$

Робоча висота перерізу $h_0 = H - a_1 = 800 - 224,44 = 575,56 \text{ мм}$

Визначимо відносну висоту стиснутої зони $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{540,33}{575,56} = 0,934$. Умова $\xi < \xi_R$ не виконана, тому розрахунок висоти стиснутої зони необхідно виконати інакше.

Визначаємо висоту стиснутої зони перерізу для випадку $\xi > \xi_R$

Припустимо, що в розтягнутій зоні знаходиться полиця жорсткої арматури і частина стінки двотавра, при цьому $x = 328 \text{ мм}$. Центр ваги розтягнутої арматури відносно розтягнутої грані перерізу:

$$\begin{aligned}
a_1 &= \frac{t_w(h_w + t_{f1} + c - x) \left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + c_1 + t_{f2} \right) R_y + b_{f2}t_{f2} \left(\frac{t_{f2}}{2} + c_1 \right) R_y + R_s A_{s-1} a + R_s A_{s-2} \frac{H}{2}}{t_w(h_w + t_{f1} + c - x) R_y + b_{f2}t_{f2} R_y + R_s (A_{s-1} + A_{s-2})} = \\
&= \frac{23 \cdot (358 + 36 + 221 - 328) \cdot \left(\frac{358 + 36 + 221 - 328}{2} + 221 + 36 \right) \cdot 313,64}{23 \cdot (358 + 36 + 221 - 328) \cdot 313,64 + 400 \cdot 36 \cdot 313,64 + 520 \cdot (1140 + 760)} + \\
&\quad + \frac{400 \cdot 36 \cdot \left(\frac{36}{2} + 200 \right) \cdot 313,64 + 520 \cdot 1140 \cdot 50 + 520 \cdot 760 \cdot 400}{23 \cdot (358 + 36 + 221 - 328) \cdot 313,64 + 400 \cdot 36 \cdot 313,64 + 520 \cdot (1140 + 760)} = 276,8 \text{ мм}
\end{aligned}$$

Робоча висота перерізу $h_0 = H - a_1 = 800 - 276,8 = 523,2 \text{ мм}$. Висота стиснутої зони:

$$x = h_0 \frac{[N - (R_y - R_b)A'_{st} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_y A''_{st} + R_s A_s)(1 + \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + (R_y A_{st} + R_s A_s + R_{sc} A'_s)} =$$

$$= 523,2 \cdot \frac{[7350 \cdot 10^3 - (313,64 - 17) \cdot 16856,56 - 470 \cdot 1140] \cdot (1 - 0,459)}{17 \cdot 800 \cdot 523,2 \cdot (1 - 0,459) + (313,64 \cdot 37034 + 520 \cdot 1900 + 470 \cdot 1140)} +$$

$$+ 523,2 \cdot \frac{(313,64 \cdot 20177,44 + 520 \cdot 1900) \cdot (1 + 0,459)}{17 \cdot 800 \cdot 523,2 \cdot (1 - 0,459) + (313,64 \cdot 37034 + 520 \cdot 1900 + 470 \cdot 1140)} = 327,65 \text{ мм}$$

$$\text{де } A'_{st} = \frac{A_{st}}{2} - t_w \left(\frac{H}{2} - x \right) = \frac{37034}{2} - 23 \cdot \left(\frac{800}{2} - 328 \right) = 16856,56 \text{ мм}^2$$

$$A''_{st} = \frac{A_{st}}{2} + t_w \left(\frac{H}{2} - x \right) = \frac{37034}{2} + 23 \cdot \left(\frac{800}{2} - 328 \right) = 20177,44 \text{ мм}^2$$

Отримане значення майже повністю збіглося з передбачуваною величиною. Залишаємо $x = 328 \text{ мм}$.

Визначимо центр ваги стиснутого бетону відносно найбільш стиснутої точки поперечного перерізу:

$$a_2 = \frac{b \cdot \frac{x^2}{2} - \left[b_{f1} t_{f1} \left(c + \frac{t_{f1}}{2} \right) + t_w (x - c - t_{f1}) \left(\frac{x - c - t_{f1}}{2} + t_{f1} + c \right) \right] - A'_s a'}{b \cdot x - A'_{st} - A'_s} =$$

$$= \frac{800 \cdot \frac{328^2}{2} - \left[400 \cdot 36 \cdot \left(221 + \frac{36}{2} \right) + 23 \cdot (328 - 221 - 36) \cdot \left(\frac{328 - 221 - 36}{2} + 36 + 221 \right) \right] + 1140 \cdot 50}{800 \cdot 328 - 16856,56 - 1140}$$

$$= 159,63 \text{ мм}$$

Визначаємо граничний момент, який може бути сприйнятий перерізом елемента, відносно найбільш розтягнутого стрижня гнучкої арматури:

$$-R_y \left[b_{f2} t_{f2} \left(c_1 + \frac{t_{f2}}{2} - a \right) + t_w (h_w + t_{f1} + c - x) \left(\frac{h_w + t_{f1} + c - x}{2} + t_{f2} + c_1 - a \right) \right] =$$

$$= 17 \cdot (800 \cdot 328 - 1900 - 20177,44) \cdot (750 - 159,53) + 470 \cdot 1140 \cdot (750 - 50) + 313,6$$

$$M_z = R_b (b x - A'_s - A''_{st}) (h' - a_2) + R_{sc} A'_s (h' - a') +$$

$$+ R_y \left[b_{f1} t_{f1} \left(h' - c - \frac{t_{f1}}{2} \right) + t_w (x - c - t_{f1}) \left(h' - c - t_{f1} - \frac{x - c - t_{f1}}{2} \right) \right] =$$

$$= \left[400 \cdot 36 \cdot \left(750 - 221 - \frac{36}{2} \right) + 23 \cdot (328 - 221 - 36) \cdot \left(750 - 221 - 36 - \frac{328 - 221 - 36}{2} \right) \right] - 313,64 \cdot$$

$$\cdot \left[400 \cdot 36 \cdot \left(221 + \frac{36}{2} - 50 \right) + 23 \cdot (358 + 36 + 221 - 328) \cdot \left(\frac{358 + 36 + 221 - 328}{2} + 36 + 221 - 50 \right) \right] =$$

$$= 6274639207 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Звідси гранична поздовжня сила, яка може бути сприйнята перерізом елемента при заданому ексцентриситеті:

$$N_z = \frac{M_z}{e_{1,z}} = \frac{6274639207 \cdot 10^{-3}}{277,67} = 22597,74 \text{ кН} \quad (2.36)$$

Перевірка міцності поперечного перерізу елемента в площині найменшої жорсткості у.

Загальний вигляд поперечного перерізу елемента при перевірці міцності в площині найменшої жорсткості наведено на рисунку 2.11

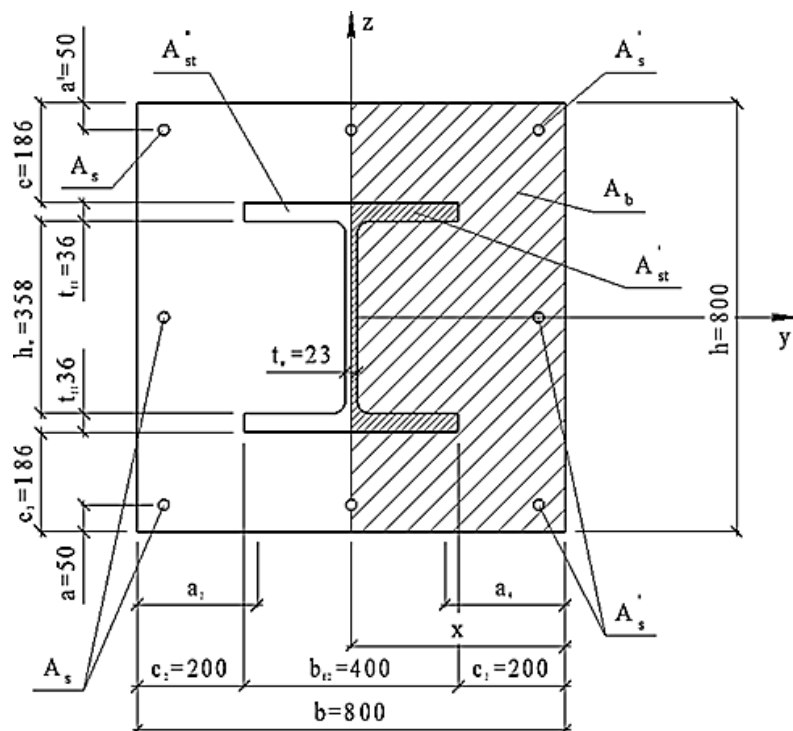


Рисунок 2.11 – Поперечний переріз колони при розрахунку в площині Y

Розглянемо випадок, коли нейтральна вісь перетинає полиці двотавра, стінка і більше половини ширини полиць стиснуті. Висоту стиснутої зони приймемо рівною $x = 500$ мм.

Центр ваги розтягнутої арматури відносно розтягнутої грані перерізу:

$$a_3 = \frac{2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x) \left(\frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} + c_2 \right) R_y + R_s A_s a}{2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x) R_y + R_s A_s} =$$

$$= \frac{2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 500) \cdot \left(\frac{400 + 200 - 500}{2} + 200 \right) \cdot 313,64 + 313,64 \cdot 1140 \cdot 50}{2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 500) \cdot 313,64 + 520 \cdot 1140} = 208,41 \text{ мм}$$

Робоча висота перерізу $h_0 = H - a_1 = 800 - 208,41 = 591,59$ мм.

Висота стиснутої зони:

$$\begin{aligned}
x &= h_0 \frac{[N - (R_y - R_b)A'_{st} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_yA''_{st} + R_sA_s)(1 + \xi_R)}{R_bbh_0(1 - \xi_R) + (R_yA_{st} + R_sA_s + R_{sc}A'_s)} = \\
&= 591,59 \cdot \frac{[7350 \cdot 10^3 - (313,64 - 17) \cdot 29834 - 470 \cdot 1900] \cdot (1 - 0,459)}{17 \cdot 800 \cdot 591,59 \cdot (1 - 0,459) + (313,64 \cdot 37034 + 520 \cdot 1140 + 470 \cdot 1900)} + \\
&+ 591,59 \cdot \frac{(313,64 \cdot 7200 + 520 \cdot 1140) \cdot (1 + 0,459)}{17 \cdot 800 \cdot 591,59 \cdot (1 - 0,459) + (313,64 \cdot 37034 + 520 \cdot 1140 + 470 \cdot 1900)} = 97,11 \text{ мм} \\
\text{де } A''_{st} &= 2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x) = 2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 400) = 7200 \text{ мм}^2 \\
A'_{st} &= A_{st} - A''_{st} = 37034 - 7200 = 29834 \text{ мм}^2
\end{aligned}$$

Отриманий результат свідчить про те, що стінка двотавра знаходиться в розтягнутій зоні, що не відповідає прийнятій схемі розташування нейтральної осі в поперечному перерізі. Необхідно виконати перерахунок і уточнити значення висоти стиснутої зони. Тепер, при записі рівняння рівноваги будемо вважати, що стінка знаходиться в розтягнутій зоні.

Розглянемо випадок, коли нейтральна вісь перетинає полиці двотавра, менше половини ширини полиць стиснуто, більше половини ширини полиць і стінка розтягнута.

Висоту стиснутої зони приймемо рівною $x = 250 \text{ мм}$.

$$\begin{aligned}
a_3 &= \frac{2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x) \left(\frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} + c_2 \right) R_y + t_w h_w \left(\frac{b_{f2}}{2} + c_3 \right) R_y + R_s A_s a}{2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x) R_y + t_w h_w R_y + R_s A_s} = \\
&= \frac{2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 500) \cdot \left(\frac{400 + 200 - 500}{2} + 200 \right) \cdot 313,64}{2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 500) + 23 \cdot 358 \cdot 313,64 + 520 \cdot 1900} + \\
&+ \frac{23 \cdot 358 \cdot \left(\frac{400}{2} + 200 \right) \cdot 313,64 + 520 \cdot 1900 \cdot 50}{2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 500) + 23 \cdot 358 \cdot 313,64 + 520 \cdot 1900} = 345,1 \text{ мм}
\end{aligned}$$

Робоча висота перерізу $h_0 = H - a_1 = 800 - 345,1 = 454,9 \text{ мм}$.

Висота стиснутої зони:

$$\begin{aligned}
x &= h_0 \frac{[N - (R_y - R_b)A'_{st} - R_{sc}A'_s](1 - \xi_R) + (R_yA''_{st} + R_sA_s)(1 + \xi_R)}{R_bbh_0(1 - \xi_R) + (R_yA_{st} + R_sA_s + R_{sc}A'_s)} = \\
&= 454,9 \cdot \frac{[7350 \cdot 10^3 - (313,64 - 17) \cdot 7200 - 470 \cdot 1140] \cdot (1 - 0,459)}{17 \cdot 800 \cdot 454,9 \cdot (1 - 0,459) + (313,64 \cdot 37034 + 520 \cdot 1900 + 470 \cdot 1140)} + \\
&+ 454,9 \cdot \frac{(313,64 \cdot 29834 + 520 \cdot 1900) \cdot (1 + 0,459)}{17 \cdot 800 \cdot 454,9 \cdot (1 - 0,459) + (313,64 \cdot 37034 + 520 \cdot 1900 + 470 \cdot 1140)} = 466,15 \text{ мм} \\
\text{де } A'_{st} &= 2t_{f1}(b_{f1} + c_2 - x) = 2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 400) = 7200 \text{ мм}^2 \\
A''_{st} &= A_{st} - A'_{st} = 37034 - 7200 = 29834 \text{ мм}^2
\end{aligned}$$

Отриманий результат свідчить про те, що стінка двотавра знаходиться в стиснутій зоні, що не відповідає прийнятій схемі розташування нейтральної осі в поперечному перерізі. Будемо вважати, що нейтральна вісь проходить в межах товщини стінки профілю жорсткої арматури.

Приймаємо $x = 400 \text{ мм}$.

Визначимо центр ваги стисненого бетону відносно найбільш стиснутої точки поперечного перерізу:

$$a_4 = \frac{b \cdot \frac{x^2}{2} - \left[2t_{f1}(x - c_2) \left(\frac{x - c_2}{2} + c_2 \right) \right] - A'_s a'}{b \cdot x - A'_{st} - A'_s} =$$

$$= \frac{800 \cdot \frac{400^2}{2} - \left[2 \cdot 36 \cdot (400 - 200) \cdot \left(\frac{400 - 200}{2} + 200 \right) \right] + 1140 \cdot 50}{800 \cdot 400 - 18517 - 1140} = 198,7 \text{ мм}$$

$$\text{Де } A'_{st} = 2t_{f1}(x - c_2) = 2 \cdot 36 \cdot (400 - 200) = 14400 \text{ мм}^2$$

Визначаємо граничний момент, який може бути сприйнятий перерізом елемента, відносно найбільш розтягнутого стрижня гнучкої арматури:

$$M_y = R_b(bx - A'_s - A'_{st})(h' - a_4) + R_{sc}A'_s(h' - a') +$$

$$+ R_y \left[2t_{f1}(x - c_2) \left(h' - c_2 \frac{x - c_2}{2} \right) \right] - R_y \left[2t_{f2}(b_{f1} + c_2 - x) \left(h' - x - \frac{b_{f1} + c_2 - x}{2} \right) \right] =$$

$$= 17 \cdot (800 \cdot 328 - 1900 - 20177,44) \cdot (750 - 198,7) + 470 \cdot 1140 \cdot (750 - 50) +$$

$$+ 313,64 \cdot \left[2 \cdot 36 \cdot (400 - 200) \cdot \left(750 - 200 - \frac{400 - 200}{2} \right) \right] -$$

$$- 313,64 \cdot \left[2 \cdot 36 \cdot (400 + 200 - 400) \cdot \left(750 - 400 - \frac{400 + 200 - 400}{2} \right) \right] = 4142084727 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Звідси гранична поздовжня сила, яка може бути сприйнята перерізом елемента при заданому ексцентриситеті:

$$N_y = \frac{M_y}{e_{1,y}} = \frac{4142084727 \cdot 10^{-3}}{277,67} = 14917,47 \text{ кН}$$

Визначаємо граничне значення поздовжньої сили, яка може бути сприйнята елементом за [11]:

$$N_{ult} = \frac{1}{\varphi} (R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot} + R_y A_{st}) = \frac{10^{-3}}{0,92} (17 \cdot 599926 + 470 \cdot 3040 + 313,64 \cdot 37034) =$$

$$= 25263,86 \text{ кН} \quad (2.37)$$

де φ приймаємо за [15]— $\varphi = 0,92$;

$$A_b = bh - A_{st} - A_{s, \text{tot}} = 800 \cdot 800 - 37034 - 8 \cdot 380 = 599926 \text{ мм}^2 \quad (2.38)$$

Виконуємо перевірку міцності за [15]:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_y} + \frac{1}{N_z} - \frac{1}{N_{ult}}} \quad (2.39)$$

$$N = 7350 \text{ кН} \leq \frac{1}{\frac{1}{14917,47} + \frac{1}{22597,74} - \frac{1}{25263,86}} = 8988,92 \text{ кН}$$

Міцність поперечного перерізу колони забезпечена.

2.6 Розрахунок і конструювання закладної деталі

Конструктивна схема колони та схема елементів її примикання прийняті відповідно до вимог пункту 2.5 і враховують умови сумісної роботи несучих елементів у вузлі опирання. Запропоноване рішення забезпечує надійну передачу зусиль від колони на суміжні конструкції та виключає виникнення небажаних концентрацій напружень у зоні контакту. Розрахункові зусилля в вузлі примикання, отримані за результатами просторового розрахунку рами, становлять поперечну силу $Q = 147 \text{ кН}$ та поздовжню силу $N = -166,6 \text{ кН}$, що свідчить про переважну роботу елемента на стиск з урахуванням дії поперечних навантажень.

Для виготовлення закладної деталі прийнята конструкційна сталь класу С345, яка характеризується достатньою міцністю та пластичністю і забезпечує надійну роботу вузла при дії розрахункових навантажень. Анкерні стрижні виконані з арматурної сталі класу А400, що дозволяє ефективно передавати зусилля з металевих елементів на залізобетонну колону та забезпечує необхідну несучу здатність анкерування. Матеріалом колони в зоні опирання прийнято бетон класу В30, який має підвищені міцнісні характеристики та достатню

тріщиностійкість.

Розрахункові характеристики матеріалів, зокрема розрахункові опори сталі та бетону, прийняті відповідно до чинних нормативних документів і враховують коефіцієнти надійності та умов роботи. Це забезпечує необхідний рівень надійності, довговічності та безпечної експлуатації вузла примикання у складі несучої системи будівлі.

Схема вузла опори представлена на рисунку 2.12

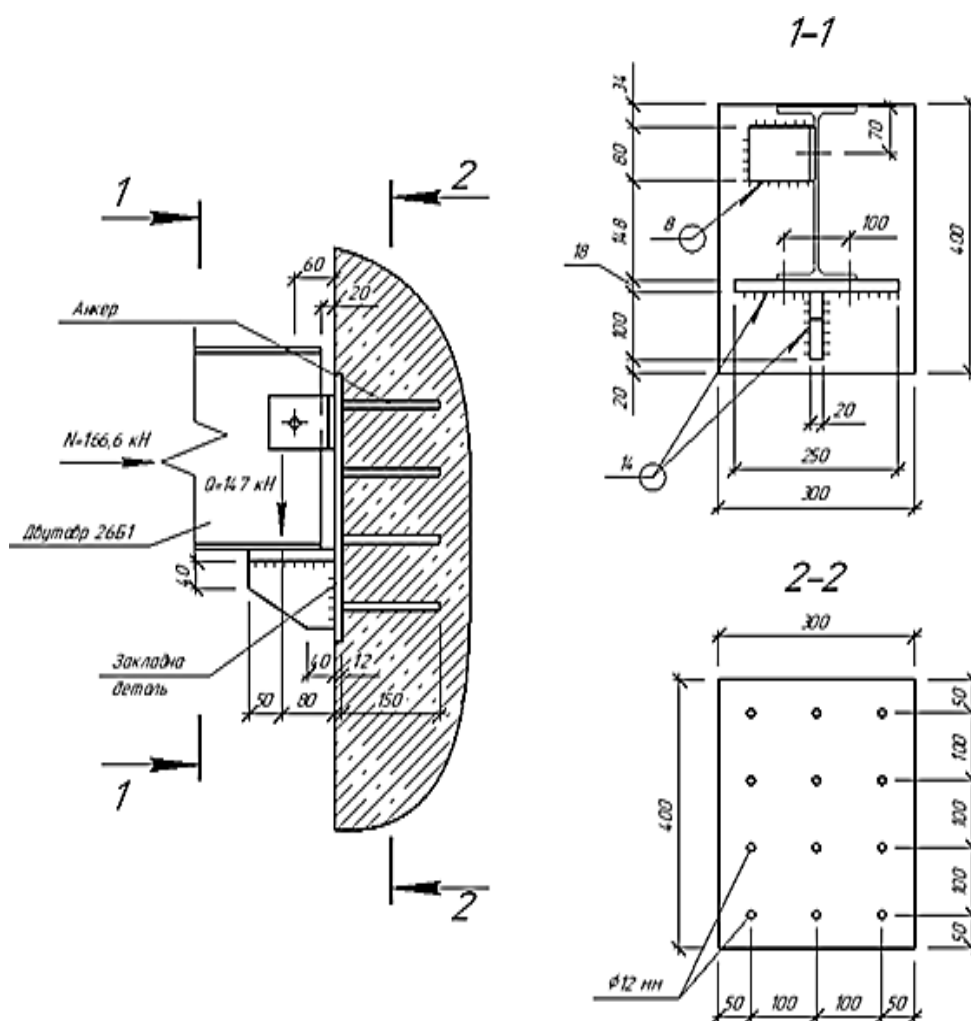


Рисунок 2.12 – Схема вузла примикання

Попередньо знаходимо момент зовнішніх сил:

$M = Ql = 147 \cdot 0,08 = 11,76 \text{ кН} \cdot \text{м};$ де $l = 0,08 \text{ м}$ - ексцентриситет прикладання сили.

Приймаючи відстань між крайніми рядами анкерів $z = 0,3\text{ м}$, визначаємо найбільше розтягуюче зусилля в одному ряду анкерів:

$$N_{an} = \frac{M}{z} + \frac{N}{n_{an}} = \frac{11,76}{0,3} + \frac{-166,6}{4} = -2,45 \text{ кН};$$

де $n_{an} = 4$ – к-сть рядів анкерних стержнів.

Оскільки N_{an} отримала від'ємне значення, то приймаємо $N'_{an} = N = 166,6 \text{ кН}$ і обчислюємо зсувне зусилля, що припадає на один ряд анкерів:

$$Q_{an} = \frac{Q - 0,3 \cdot N'_{an}}{n_{an}} = \frac{147 - 0,3 \cdot 166,6}{4} = 24,26 \text{ кН};$$

Оскільки $N'_{an} > 0$,

$$\omega = 0,3 \frac{N'_{an}}{Q_{an}} = 0,3 \cdot \frac{166,6}{24,26} = 2,06$$

Звідси

$$\varphi_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \omega}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 2,06}} = 0,57$$

Задаючи діаметр анкерів, рівний 12 мм, за [12] для бетону класу С25/30 і арматури класу А-III знаходимо $\varphi = 0,43$.

Тоді знаходимо необхідну площу арматури в одному ряду:

$$A_{an} = \frac{1,1 \sqrt{N_{an}^2 + \left(\frac{Q_{an}}{\varphi \varphi_1}\right)^2}}{R_s} = \frac{1,1 \cdot \sqrt{0^2 + \left(\frac{24,25 \cdot 1000}{0,55 \cdot 0,57}\right)^2}}{350 \cdot 100} = 2,43 \text{ см}^2$$

У кожному ряду приймаємо по три анкери діаметром 12 мм. Таким чином:

$$A_{an} = 3 \cdot 1,131 = 3,39 \text{ см}^2$$

Знаходимо мінімально допустиму довжину анкера l_{an} без посилень. Для цього визначаємо значення коефіцієнта φ_c :

$$\varphi_c = \frac{0,3}{1 + \frac{Q_{an}}{N_{an}}} + 0,7 = \frac{0,3}{1 + \frac{24,26}{-2,45}} + 0,7 = 0,6$$

Враховуючи, що площа A_{an} прийнята з запасом, уточнюємо значення

$$R_s = 350 \frac{2,43}{3,39} = 250,12 \text{ МПа для розрахунку довжини анкера. Значення } R_b$$

прийmemo з урахуванням коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_{bs} = 0,85$ (навантаження малої сумарної тривалості дії відсутнє) $-R_b = 17 \cdot 0,85 = 14,45$ МПа.

Знаходимо l_{an} при мінімальних значеннях $\omega = 0,85$ і $\Delta \lambda = 8$:

$$l_{an} = \varphi_c \left(\omega \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda \right) d = 0,6 \cdot \left(0,5 \cdot \frac{250,14}{14,45} + 8 \right) \cdot 12 = 120,1 \text{ мм}$$

Приймаємо в запас $l_{an} = 150$ мм.

Визначимо необхідну товщину пластини:

$$\delta = 0,25 \cdot d_d \frac{R_s}{R_{sq}} = 0,25 \cdot 10,14 \cdot \frac{350}{181,91} = 4,88 \text{ мм};$$

$$\text{де } d_d = 12 \cdot \sqrt{\frac{243}{339}} = 10,14 \text{ мм};$$

$$R_{sq} = R_s \cdot 0,58 = 313,64 \cdot 0,58 = 181,91 \text{ МПа.}$$

При застосуванні автоматичного дугового зварювання під флюсом [табл. 5, 34] товщина пластини повинна бути не менше:

$$0,65d = 0,65 \cdot 12 = 7,8 \text{ мм}$$

Згідно з [12], катет зварного шва не повинен перевищувати $1,2t$, де t - товщина найменшого із зварюваних елементів. Згідно з розрахунком у п. 3.6 при приварюванні опорного столика використовується катет шва $k_f = 14$ мм, тоді визначимо найменшу можливу товщину закладної пластини:

$$t = \frac{k_f}{1,2} = 11,67 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину закладної пластини - 12 мм.

2.7. Розрахунок вузла сполучення металевої балки до з/б колони

Вихідні дані.

Розрахункові зусилля у вузлі примикання, отримані за результатами рами:

$$Q = 19,5 \text{ м};$$

Матеріал опорного столика - сталь С345;

Матеріал анкерних стрижнів - сталь арматурна А400;

Матеріал колони в місці опори - бетон В30;

Розрахункові характеристики сталі С345: $R_y = 313,64 \frac{H}{мм^2}$; $R_{un} = 470 \frac{H}{мм^2}$; $R_p = 459 \frac{H}{мм^2}$;

Розрахункові характеристики сталі А400: $R_s = 350 \frac{H}{мм^2}$;

Розрахункові характеристики бетону С25/30: $R_b = 17 \frac{H}{мм^2}$, $R_{bt} = 1,05 \frac{H}{мм^2}$.

Схема вузла представлена на рисунку 2.13.

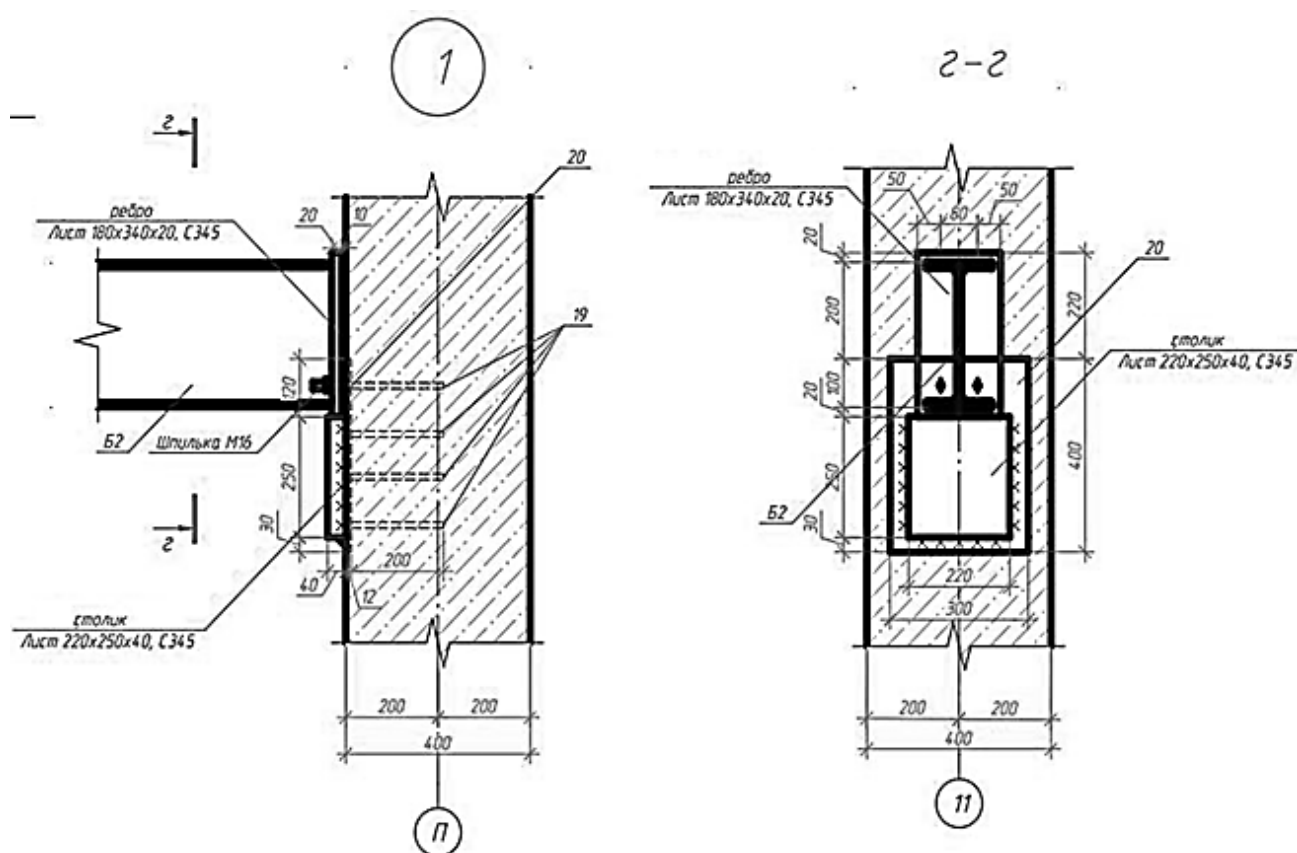


Рисунок 2.13 – Вузол примикання металевої балки до з/б колони

Зазвичай задають товщину опорного ребра t_{or} від 10 до 20 мм, а потім визначають його ширину b_{or} , яка не повинна прийматися менше 180 мм. Визначимо площу змінання ребра за формулою:

$$A = \frac{Q}{R_p} = \frac{19,5 \cdot 9,8}{459 \cdot 10^{-1}} = 4,068 \text{ см}^2 \quad (2.40)$$

Приймаємо переріз опорного ребра розмірами 180×20 мм площею 36 см^2 . Далі перевіримо опорну частину ригеля на стійкість як центрально-стиснутий стрижень висотою h_w . У розрахунковий переріз цього стрижня входить опорне ребро і частина стінки, шириною:

$$c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 0,6 \cdot \sqrt{2,06 \cdot \frac{10^5}{320}} = 9,89 \text{ см.} \quad (2.41)$$

Геометричні характеристики перерізу умовно центрально-стиснутого стрижня:

розрахункова площа перерізу:

$$A = b_{or} \cdot t_{or} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 18 \cdot 2 + 0,6 \cdot 0,65 \cdot \sqrt{2,06 \cdot \frac{10^5}{320}} = 41,93 \text{ см}^2 \quad (2.42)$$

-момент інерції перерізу відносно осі z:

$$I_z = \frac{b^3 \cdot t_{or}}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12} = \frac{18^3 \cdot 2}{12} + \frac{9,8 \cdot 0,6^3}{12} = 972,17 \text{ см}^4 \quad (2.43)$$

-радіус інерції перерізу:

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = \sqrt{972,17/41,93} = 4,8 \text{ см} \quad (2.44)$$

Гнучкість умовного стрижня і коефіцієнт стійкості:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{i_z} = \frac{340}{4,81} = 7,06 \quad (2.45)$$

$$\overline{\lambda}_w = \lambda_w \cdot \sqrt{R_y/E} = 7,06 \cdot \sqrt{320/(2,06 \cdot 10^5)} = 0,27 \quad (2.46)$$

$$\varphi = 0,967$$

Перевірка опорної частини ригеля на стійкість:

$$\frac{Q}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{191,22}{0,967 \cdot 41,93 \cdot 320 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} = 0,147 \leq 1 \quad (2.47)$$

Стійкість забезпечена.

Розрахунок опорного столика.

Опорна реакція балки передається з його опорного ребра на столик, приварений до закладної деталі, замальованої в тілі залізобетонної колони. Заставну деталь для стику металевих колон до залізобетонної колони приймаємо за п. 3.9. Торець опорного ребра балки і верхня кромка столика пристругуються.

Товщина опорного столика:

$$t_{cm} \geq t_1 + t_{pe\bar{o}} + (5 \div 10) \text{ мм} = 10 + 20 + 10 = 40 \text{ мм}$$

де, t_1 -товщина монтажної прокладки;

$t_{pe\bar{o}}$ -товщина торцевого ребра;

Ширина опорного столика

$$b_t \geq b_{peo} + 40 \text{ мм} = 180 + 40 = 220 \text{ мм}$$

де, $b_{pe\bar{o}}$ -ширина торцевого ребра;

Довжина столика:

$$\sum l_{tw} = \frac{\frac{2}{3} \cdot Q}{B_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{\frac{2}{3} \cdot 191,22}{0,7 \cdot 1,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 10 = 17,22 \text{ см}$$

Розрахунок ведемо по металу шва, так як $b_f \cdot R_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz}$, $0,7 \cdot 180 = 126 < 1 \cdot 211,5 = 211,5$, зварювання монтажне, електродами Е42. Приймаємо довжину столика 25 см. Остаточню приймаємо опорний столик з розмірами $4 \times 22 \times 25$ см .

2.8 Фундаменти

2.8.1 Інженерно-геологічні умови

За позначку 0,000 приймаємо позначку підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 141,44 метра. Ґрунтові води розкриті на позначці - 20,1 метра, що відповідає абсолютній позначці в 121,34 метра.

Підлога -3 поверху знаходиться на позначці -10,2 метра, товщину фундаментної плити за розрахунком в ПК ЛІРА-САПР приймаємо 2,2 метра. Таким чином підшва фундаментної плити знаходиться на позначці - 12,4 метра. Під підшвою фундаментної плити залягають:

Ґрунт основи з дресвою, щебенем і супіщам пластичним до 25%, сильно тріщинуватий, слабо вивітрений, з прожилками і вкрапленнями кальциту, продукт вивітрювання вапняків.

Елювійований вапняк сірий і чорний масивної текстури, середньотріщинуватий, слабовивітрений, з прожилками і вкрапленнями кальциту.

Характеристики ґрунтів представлені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	h,	W	E	Щільність, г/см ³			γ (γ_{sb}), кН/м ³	W _p	w _L	I _L	I _p	S _R	Розрахункові характеристики			R ₀ , кПа
				P	P _s	P _d							ϕ , °	c _p , кПа	E, кПа	
Ґрунт основи	5,1	0,17	-	2,55	2,74	-	-	0,16	0,22	0,18	0,07	-	-	-	-	34,7
Елювійований вапняк	4,7	-	-	2,60	2,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	52,1

Таким чином, враховуючи сильну тріщинуватість каркасного ґрунтового ґрунту, що призведе до значного зниження його розрахункового опору, доцільним буде розглянути пальово-плитний фундамент з палями-стійками, що спираються на елювійований вапняк. Згідно з [12], для роботи палі в якості палі-стійки необхідно зайти в скельний ґрунт не менше, ніж на 0,5 м. Приймаємо палі довжиною 6 метрів, таке рішення дозволить зайти в скельний ґрунт на 1,1 м.

2.8.2 Варіантне проектування фундаментів

Варіант 1. Забивні палі.

В якості першого варіанту розглянемо забивні палі С 60.30-8.1 розмірами 300х300 мм з бетону С16/20 за [11].

Згідно з [12] несучу здатність F_d набивного палі, що спирається на скельний ґрунт, визначають як несучу здатність основи під нижнім кінцем палі F_{db} , яку визначають за формулою 2.45

$$F_{db} = \gamma_c RA \quad (2.45)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1 ;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, МПа;

A - площа опори на ґрунт палі, m^2 .

Для набивних, бурових паль і паль-оболонки, що заповнюються бетоном, які спираються на невивітрювані скельні ґрунти (без слабких прошарків) при заходженні палі в скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м, R слід визначати за формулою 2.48

$$R = R_m = R_c \cdot K_s \quad (2.48)$$

де R_m - розрахунковий опір масиву скельного ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки;

R_c - розрахункове значення межі міцності на одноосьове стискання скельного ґрунту у водонасиченому стані, МПа;

K_s - коефіцієнт, що враховує зниження міцності через тріщинуватість скельних ґрунтів, прийнятий за [12].

Приймаємо за табл.2.1 $R_c = 52,08$ МПа. Приймаємо за [12] $K_s = 0,32$ як для середньотріщинуватого ґрунту.

За формулою 2.48 знаходимо R

$$R = R_m = R_c \cdot K_s = 52,08 \cdot 0,32 = 16,67 \text{ МПа}$$

Знаходимо площу під нижнім кінцем палі за формулою 2.49

$$A = a \cdot b = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2 \quad (2.49)$$

За формулою 2.50 визначаємо несучу здатність палі по ґрунту

$$F_{db} = \gamma_c RA = 1 \cdot 16,67 \cdot 0,09 = 1,5 \text{ МН} = 153 \text{ т} \quad (2.50)$$

Згідно з [12] допустиме навантаження на палю N визначають з умови 2.51

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} = \frac{153}{1,1 \cdot 1,4} = 99,4 \text{ т} \quad (2.51)$$

Де F_d - несуча здатність набивної палі.

γ_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди, що приймається за [8], але не менше 1;

$\gamma_{c,g}$ - коефіцієнт надійності за ґрунтом, що приймається рівним 1,4, якщо несуча здатність палі визначена розрахунком з використанням таблиць зводу правил.

Для визначення кількості палей а допомогою ПК ЛІРА-САПР знаходимо суму реакцій ΣR_Z від РСЗ в розрахунковій схемі на вісь Z . Отримана сума реакцій ΣR_Z склала 160000 тонн. Приймаємо $\Sigma R_Z = 160000 \text{ т}$.

Визначимо необхідну мінімальну кількість палей $n_{\min}$ для сприйняття реакцій від будівлі за формулою 2.52

$$n_{\min} = \frac{\Sigma R_Z}{N} = \frac{160000}{99,4} = 1610 \text{ палей} \quad (2.52)$$

Розрахунок і аналіз показали, що цей вид пальового фундаменту має такі недоліки: велика необхідна кількість паль; підвищена складність забивання паль у скельний ґрунт; необхідність виготовлення спеціальних високоміцних паль; висока вартість обладнання для забивання паль в скельні породи.

Таким чином, доцільніше буде розглянути буронабивні палі.

Варіант 2. Буронабивні палі

З огляду на різну поверховість будівлі, внаслідок чого будуть виникати різні за модулем навантаження на фундамент, доцільно буде розглянути різні діаметри буронабивних паль. Для визначення необхідних характеристик паль, визначаємо виникаючі навантаження на палі за допомогою ПК ЛІРА-САПР.

Для забезпечення необхідної несучої здатності приймемо буронабивні палі діаметрами 400, 500, 600 мм.

Розрахунок палі діаметром 400 мм. Знаходимо площу під нижнім кінцем палі за формулою 2.53

$$A = \pi r^2 = 3,14 \cdot 0,2^2 = 0,1256 \text{ м}^2 \quad (2.53)$$

За формулою 2.54 визначаємо несучу здатність палі по ґрунту

$$F_{db} = \gamma_c R A = 1 \cdot 16,67 \cdot 0,1256 = 2,09 \text{ МН} = 213,5 \text{ т} \quad (2.54)$$

Визначаємо допустиме навантаження на палю N з умови 2.55

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} = \frac{213,5}{1,1 \cdot 1,4} = 138,6 \text{ т} \quad (2.55)$$

Перевіримо несучу здатність палі за матеріалом. Згідно з [12] при розрахунку паль всіх видів за міцністю матеріалу палю допускається розглядати як стрижень, жорстко затиснутий у ґрунті в перерізі, розташованому від підосви ростверку на відстані l_1 , що визначається за формулою 2.56

$$l_1 = l + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} \quad (2.56)$$

Де l - довжина ділянки палі від підосви високого ростверку до рівня планування ґрунту, м;

α_ε - коефіцієнт деформації,

M^{-1} , що визначається за [12] Приймаємо $l_0 = 6$ м.

Згідно з [12] α_ε визначаємо за формулою 2.57

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E I}} \quad (2.57)$$

де E - модуль пружності матеріалу палі, кПа ;

I - момент інерції поперечного перерізу палі, m^4 ;

b_p - умовна ширина палі, м, що приймається для паль з діаметром до 0,8м рівним $1,5d + 0,5$;

γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1 ;

K - коефіцієнт пропорційності, MH/m^4 , що приймається залежно від виду ґрунту, що оточує палю за [12];

d - зовнішній діаметр круглого перерізу палі.

Знаходимо момент інерції поперечного перерізу палі, I

$$I = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,2^4}{4} = 0,001256 \text{ м}^4$$

Знаходимо умовну ширину палі

$$b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,4 + 0,5 = 1,1 \text{ м}$$

Приймаємо в якості матеріалу паль бетон С20/25 , тоді $E = 30 \cdot 10^3$ МПа.

Для крупноуламкових ґрунтів приймаємо $K = 25 MH/m^4$ за [12];

Знаходимо коефіцієнт деформації α_ε за формулою 2.57

$$\alpha_{\varepsilon} = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{25 \cdot 1,1}{1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,001256}} = 0,94 \text{ м}^{-1}$$

Знаходимо розрахункову довжину палі l_1 за формулою 2.56

$$l_1 = l + \frac{2}{\alpha_{\varepsilon}} = 6 + \frac{2}{0,94} = 8,13 \text{ м}$$

Граничне значення поздовжньої сили N_{ult} , яку може сприйняти елемент, визначаємо за формулою 2.58

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A \cdot \gamma_{cb} \cdot \gamma'_{cb} + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) \quad (2.58)$$

де φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається за [15] залежно від розрахункової довжини l_0 і розміру поперечного перерізу елемента h ;

R_b - розрахунковий опір стиску бетону, МПа;

A - площа перерізу палі, м^2 ;

γ_{cb} - коефіцієнт зниження умов роботи бетону в ґрунті, що приймається відповідно до [12] рівним 0,85;

γ'_{cb} - коефіцієнт зниження, що враховує вплив способу виконання пальових робіт, прийнятий відповідно до [12] в ґрунтах, буріння свердловин і бетонування в яких виконують насухо із застосуванням витяжних обсадних труб або порожнистих шнеків, рівним 0,9;

R_{sc} - розрахунковий опір арматури стиску, МПа;

$A_{s,tot}$ - загальна площа арматури, м^2 ;

Згідно з [15] визначаємо розрахункову довжину палі за формулою 2.59

$$l_0 = 0,5l_1 = 0,5 \cdot 8,13 = 4,065 \text{ м} \quad (2.59)$$

Знаходимо відношення l_0/h

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4,065}{0,4} = 10,16 \quad (2.60)$$

Відповідно до [15] знаходимо коефіцієнт вигину φ методом інтерполяції. Приймаємо $\varphi = 0,9$.

Розрахунковий опір стиску R_b бетону C20/25 приймаємо відповідно до [15] рівним 14,5 МПа.

Армування палі приймаємо 8 стрижнів діаметром 16 мм класу А400. Розрахунковий опір стиску R_{sc} арматури А400 відповідно до [15] приймаємо рівним 350 МПа.

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 16 мм відповідно приймаємо рівною 201,1 мм². Таким чином, загальна площа перерізу 8 арматурних стрижнів

$$A_{s,tot} = 201,1 \cdot 10^6 \cdot 8 = 0,001609 \text{ м}^2.$$

Знаходимо граничне значення поздовжньої сили N_{ult} за формулою 2.61

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A \cdot \gamma_{cb} \cdot \gamma'_{cb} + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) \quad (2.61)$$

$$N_{ult} = 0,9 \cdot (14,5 \cdot 0,1256 \cdot 0,85 \cdot 0,9 + 350 \cdot 0,001609) = 1,76 \text{ МН} = 179,1 \text{ т}$$

Таким чином приймаємо за розрахункове допустиме навантаження на палю навантаження, отримане по ґрунту, як найменше.

Палі діаметром $d = 400$ мм і допустимим навантаженням $N = 138,6 \text{ т}$ використовуємо в місцях опори на фундаментну плиту малоповерхової стилобатної частини.

Розрахунок палі діаметром 500 мм.

Знаходимо площу під нижнім кінцем палі за формулою 2.53

$$A = \pi r^2 = 3,14 \cdot 0,25^2 = 0,19625 \text{ м}^2$$

За формулою 2.50 визначаємо несучу здатність палі по ґрунту

$$F_{db} = \gamma_c R A = 1 \cdot 16,67 \cdot 0,19625 = 3,27 \text{ МН} = 333,6 \text{ т}$$

Визначаємо допустиме навантаження на палю N з умови 2.50

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} = \frac{333,6}{1,1 \cdot 1,4} = 216,6 \text{ т}$$

Перевіримо несучу здатність палі за матеріалом. Знаходимо момент інерції поперечного перерізу палі, I

$$I = \frac{\pi r^4}{4} = 0,0030664 \text{ м}^4$$

Знаходимо умовну ширину палі

$$b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,5 + 0,5 = 1,25 \text{ м}$$

Приймаємо в якості матеріалу палі бетон В 25 , тоді відповідно до [15] $E = 30 \cdot 10^3$ МПа. Для крупноуламкових ґрунтів приймаємо $K = 25 \text{ МН/м}^4$ за [12].

Знаходимо коефіцієнт деформації α_ε за формулою 2.53

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c E I}} = \sqrt[5]{\frac{25 \cdot 1,25}{1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,0030664}} = 0,81 \text{ м}^{-1}$$

Знаходимо розрахункову довжину палі l_1 за формулою 2.52

$$l_1 = l + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = 6 + \frac{2}{0,81} = 8,48 \text{ м}$$

Згідно з [15] визначаємо розрахункову довжину палі за формулою 2.54

$$l_0 = 0,5l_1 = 0,5 \cdot 8,48 = 4,24 \text{ м} \quad (2.54)$$

Знаходимо відношення l_0/h

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4,24}{0,5} = 8,48$$

Відповідно до [15] знаходимо коефіцієнт вигину φ методом інтерполяції. Приймаємо $\varphi = 0,91$.

Розрахунковий опір стиску R_b бетону С20/25 приймаємо відповідно до [15] рівним 14,5 МПа.

Армування палі приймаємо 8 стрижнів діаметром 16 мм класу А400. Розрахунковий опір стиску R_{sc} арматури А400 відповідно до [15] приймаємо рівним 350 МПа.

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 16 мм відповідно до [35] приймаємо рівною $201,1 \text{ мм}^2$. Таким чином, загальна площа перерізу 8 арматурних стрижнів $A_{s,tot} = 201,1 \cdot 10^6 \cdot 8 = 0,001609 \text{ м}^2$.

Знаходимо граничне значення поздовжньої сили N_{ult} за формулою 2.54

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A \cdot \gamma_{cb} \cdot \gamma'_{cb} + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) = 0,9 \cdot (14,5 \cdot 0,19625 \cdot 0,85 \cdot 0,9 + 350 \cdot 1608,8 \cdot 10^{-6}) = 2,49 \text{ МН} = 254 \text{ т}$$

Таким чином приймаємо за розрахункове допустиме навантаження на палю навантаження, отримане по ґрунту, як найменше.

Палі діаметром $d = 500$ мм і допустимим навантаженням $N = 216,6$ т використовуємо в місцях опори на фундаментну плиту веж, крім місць опори на фундаментну плиту ядер жорсткості веж.

Розрахунок палі діаметром 600 мм.

Знаходимо площу під нижнім кінцем палі за формулою 2.53

$$A = \pi r^2 = 3,14 \cdot 0,3^2 = 0,2826 \text{ м}^2$$

За формулою 2.54 визначаємо несучу здатність палі по ґрунту

$$F_{db} = \gamma_c R A = 1 \cdot 16,67 \cdot 0,2826 = 4,71 \text{ МН} = 480,4 \text{ т}$$

Визначаємо допустиме навантаження на палю N з умови 2.55

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} = \frac{480,4}{1,1 \cdot 1,4} = 311,7 \text{ т}$$

Перевіримо несучу здатність палі по матеріалу. Знаходимо момент інерції поперечного перерізу палі, I

$$I = \frac{\pi r^4}{4} = 0,006359 \text{ м}^4$$

Знаходимо умовну ширину палі

$$b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,6 + 0,5 = 1,4 \text{ м}$$

Приймаємо в якості матеріалу паль бетон С20/25, тоді відповідно до [15] $E = 30 \cdot 10^3$ МПа. Для крупноуламкових ґрунтів приймаємо $K = 25 \text{ МН/м}^4$ за [12].

Знаходимо коефіцієнт деформації α_ε за формулою 2.57

$$\alpha_{\varepsilon} = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{25 \cdot 1,4}{1 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,006359}} = 0,71 \text{ м}^{-1}$$

Знаходимо розрахункову довжину палі l_1 за формулою 2.56

$$l_1 = l + \frac{2}{\alpha_{\varepsilon}} = 6 + \frac{2}{0,71} = 8,81 \text{ м}$$

Згідно з [15] визначаємо розрахункову довжину палі за формулою 2.59

$$l_0 = 0,5l_1 = 0,5 \cdot 8,81 = 4,405 \text{ м}$$

Знаходимо відношення l_0/h

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4,405}{0,6} = 7,34$$

Відповідно до [15] знаходимо коефіцієнт вигину φ методом інтерполяції. Приймаємо $\varphi = 0,91$.

Розрахунковий опір стиску R_b бетону C20/25 приймаємо відповідно до [15] рівним 14,5 МПа.

Армування палі приймаємо 8 стрижнів діаметром 16 мм класу А400. Розрахунковий опір стиску R_{sc} арматури А400 відповідно до [15] приймаємо рівним 350 МПа.

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 16 мм відповідно площу приймаємо рівною $201,1 \text{ мм}^2$. Таким чином, загальна площа перерізу 8 арматурних стрижнів $A_{s,tot} = 201,1 \cdot 10^6 \cdot 8 = 0,001609 \text{ м}^2$.

Знаходимо граничне значення поздовжньої сили N_{ult} за формулою 2.61

$$N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A \cdot \gamma_{cb} \cdot \gamma'_{cb} + R_{sc} \cdot A_{s,tot}) = 0,91 \cdot (14,5 \cdot 0,2826 \cdot 0,85 \cdot 0,9 + 350 \cdot 1608,8 \cdot 10^{-6}) = 3,38 \text{ МН} = 344,9 \text{ т}$$

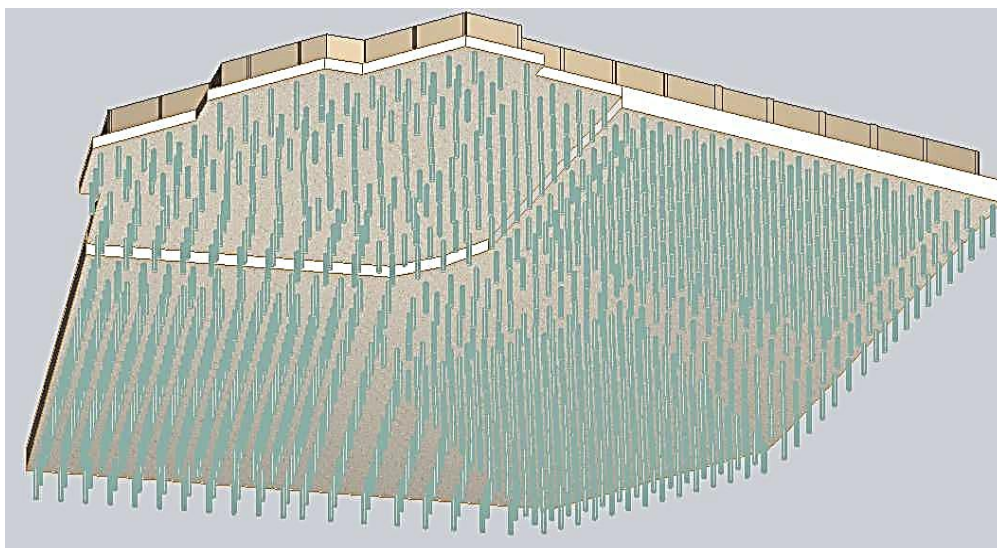


Рисунок 2.14 – Створення пального поля в програмі САПФІР-3D

Далі виконуємо тріангуляцію і передаємо отриману розрахункову схему в ПК ЛІРА-САПР.

Виконуємо розрахунок і отримуємо картину розподілу навантажень на палі. Як і очікувалося, розподіл навантажень вийшов нерівномірним. На рисунках 2.20–2.22 представлено три діапазони навантажень на палі: до 121 тонни, 121–210 тонн і 270 тонн відповідно.

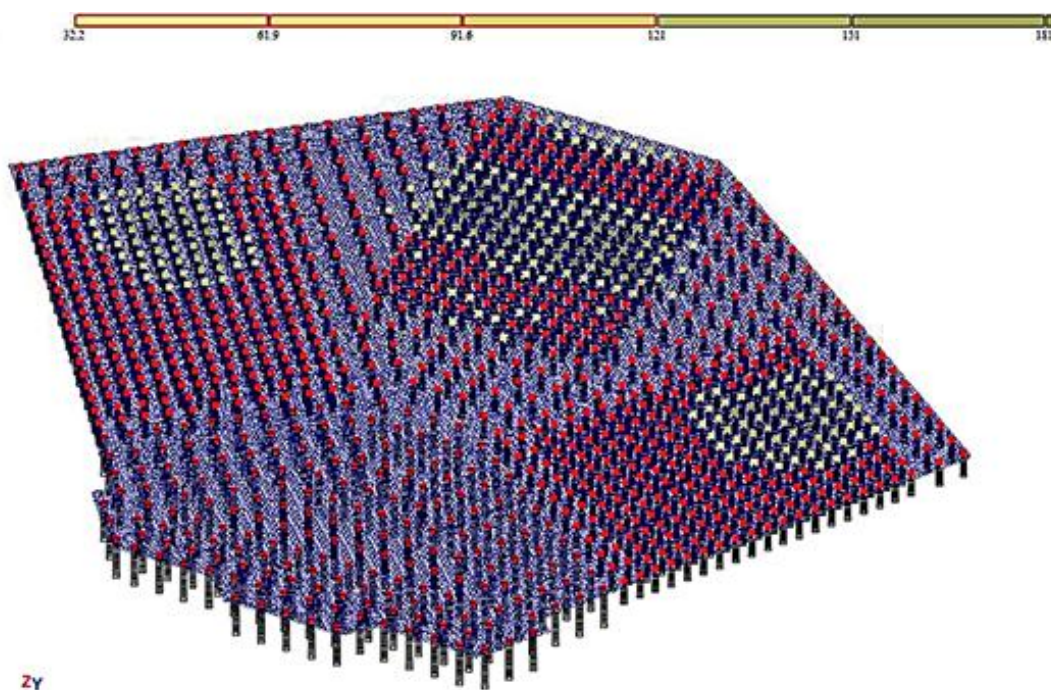


Рисунок 2.15 – Палі, що знаходяться під навантаженням до 121 тонни

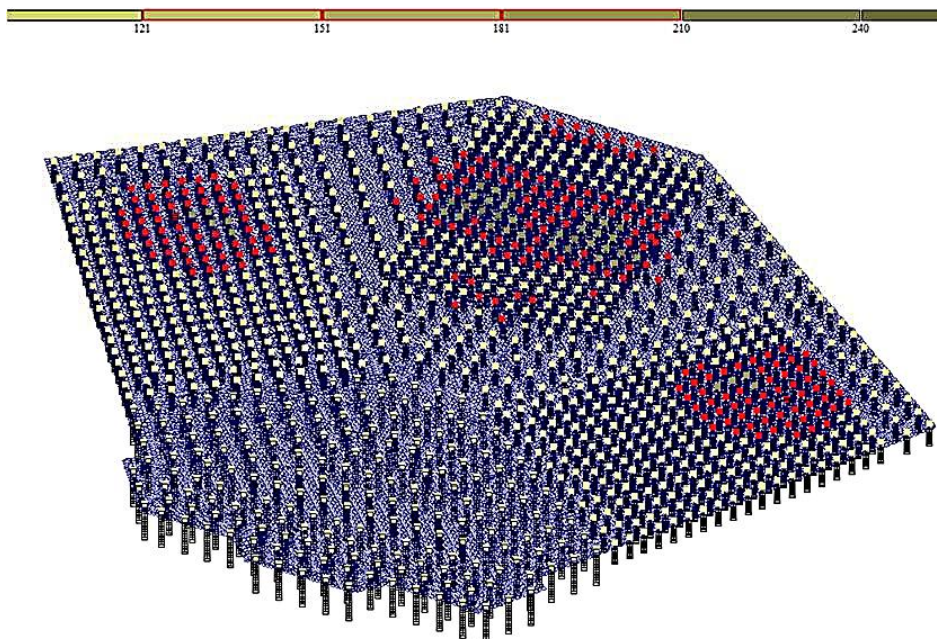


Рисунок 2.16 – Палі, що знаходяться під навантаженням від 121 до 210 тонн

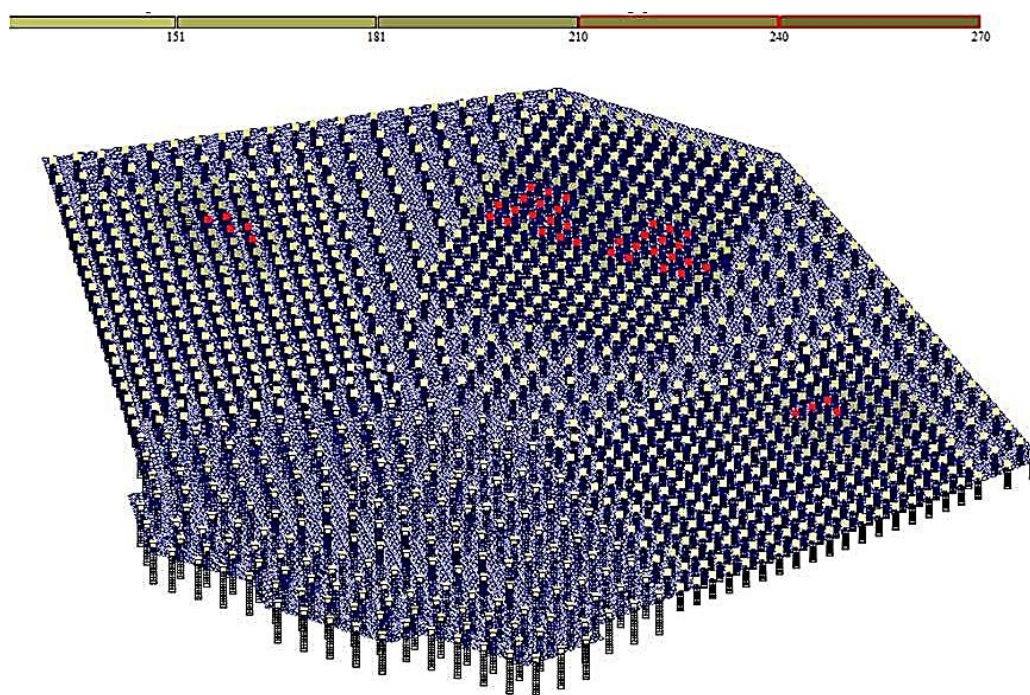


Рисунок 2.17 – Палі, що знаходяться під навантаженням від 210 до 270 тонн

2.8.3 Конструювання ростверку

З огляду на наявність у проекті двох температурних відсіків споруджуваного об'єкта, фундаментна плита також передбачає поділ на дві

частини. Перша частина плити товщиною 2200 мм розташовується під висотною частиною комплексу, друга частина плити товщиною 1100 мм розташовується під малоповерховою стилобатною частиною. Розташування фундаментних плит показано на рисунку 2.18.

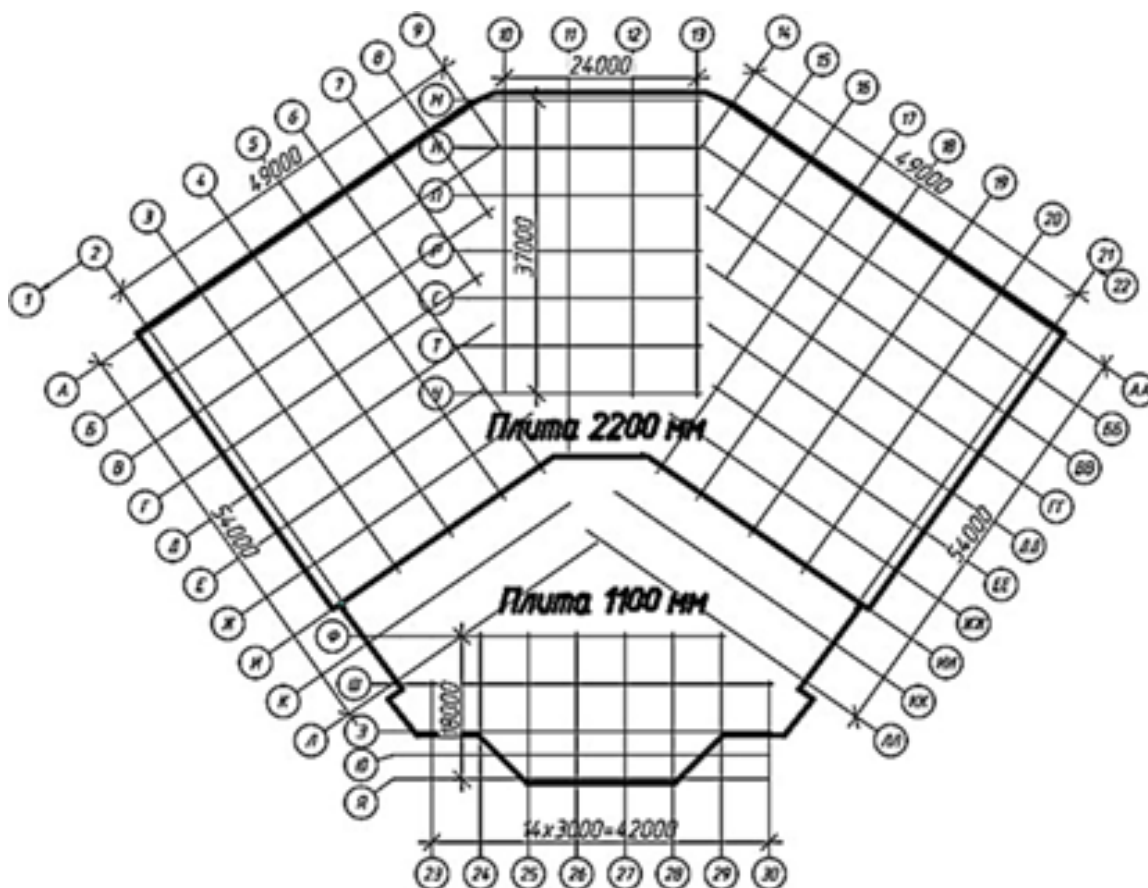


Рисунок 2.18 – Розташування фундаментних плит

Розрахунок армування ростверків виконуємо з використанням сучасного програмного комплексу ПК ЛІРА-САПР, який забезпечує реалізацію методу скінченних елементів та дозволяє з високою точністю враховувати просторову роботу фундаментних конструкцій. У процесі моделювання ростверки розглядаються як залізобетонні елементи плитного типу, що сприймають навантаження від надземних конструкцій і передають їх на пальову основу або ґрунтову основу. До розрахункової схеми вводяться геометричні характеристики ростверків, фізико-механічні властивості бетону та арматури, а також діючі

навантаження і комбінації навантажень відповідно до чинних нормативних вимог.

За результатами числового розрахунку визначається необхідна площа робочої арматури у взаємно перпендикулярних напрямках X і Y для нижніх та верхніх граней ростверків. Такий підхід дає змогу коректно врахувати згинальні моменти різного знаку, що виникають у конструкції внаслідок нерівномірного навантаження та взаємодії з основою. Отримані значення армування дозволяють обґрунтувати конструктивне рішення ростверків і забезпечити їх несучу здатність та тріщиностійкість. Результати розрахунку у наочному вигляді наведені на рисунках 2.19–2.20, де показано розподіл і величини необхідної площі арматури.

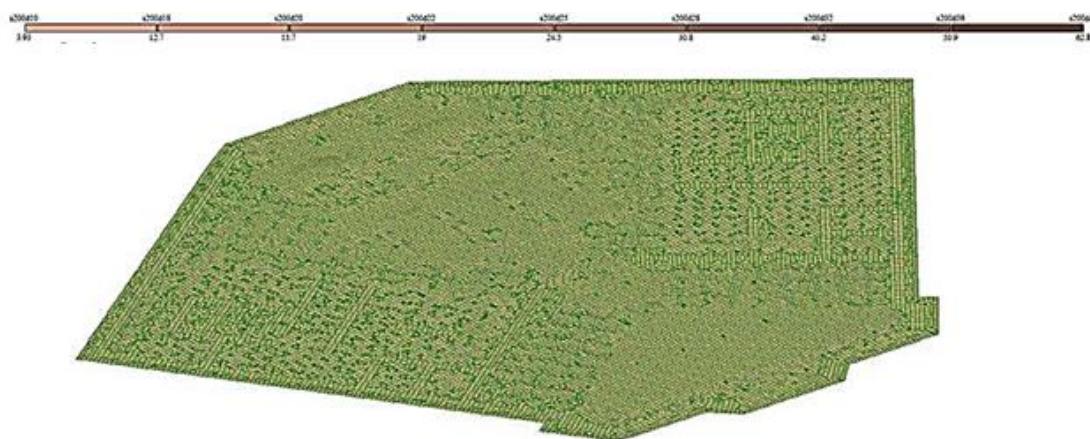


Рисунок 2.19 – Площа арматури по напрямку X верхньої грані

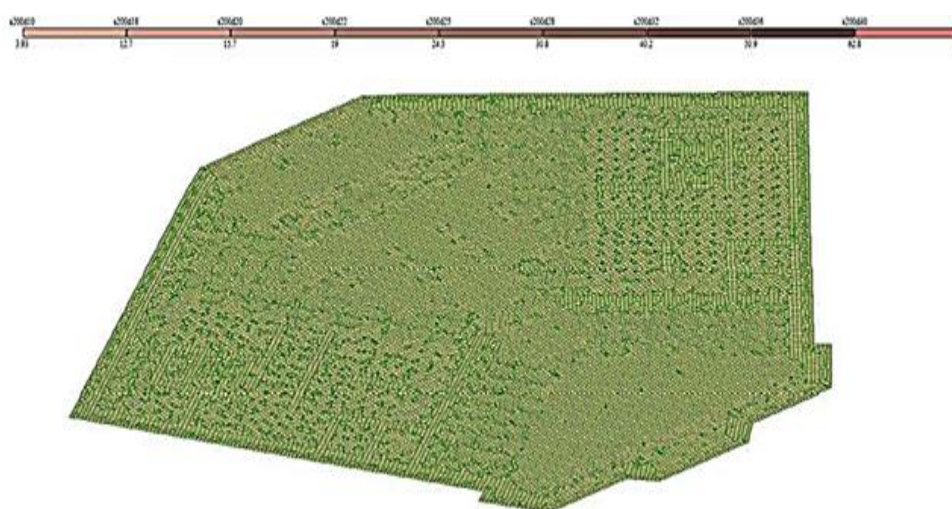


Рисунок 2.20 – Площа арматури по напрямку Y верхньої грані

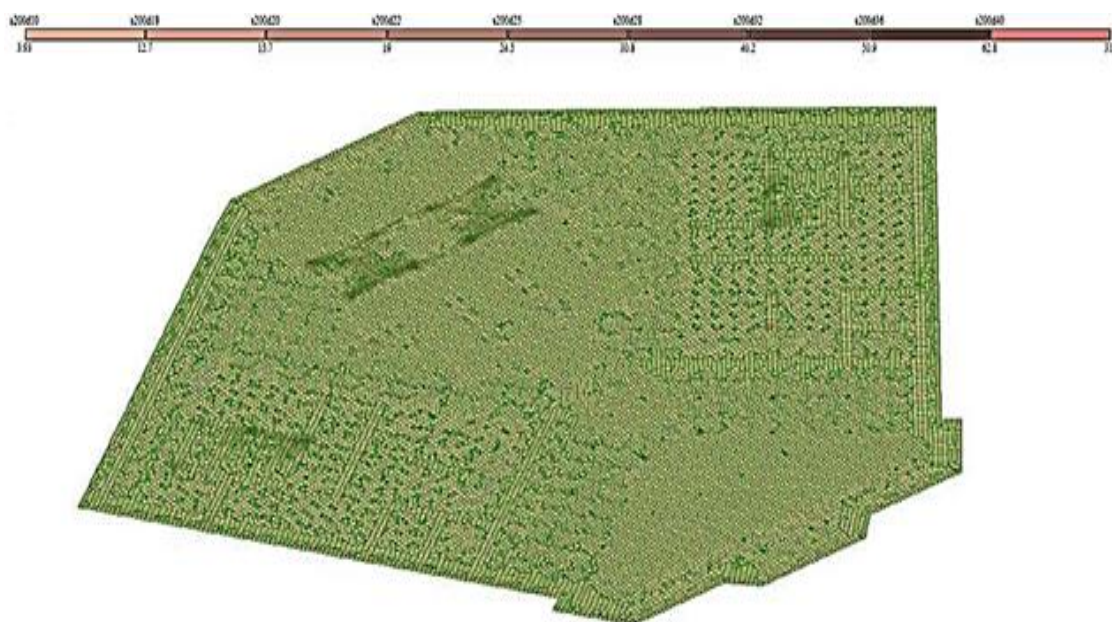


Рисунок 2.21 – Площа арматури по напрямку X нижньої грані

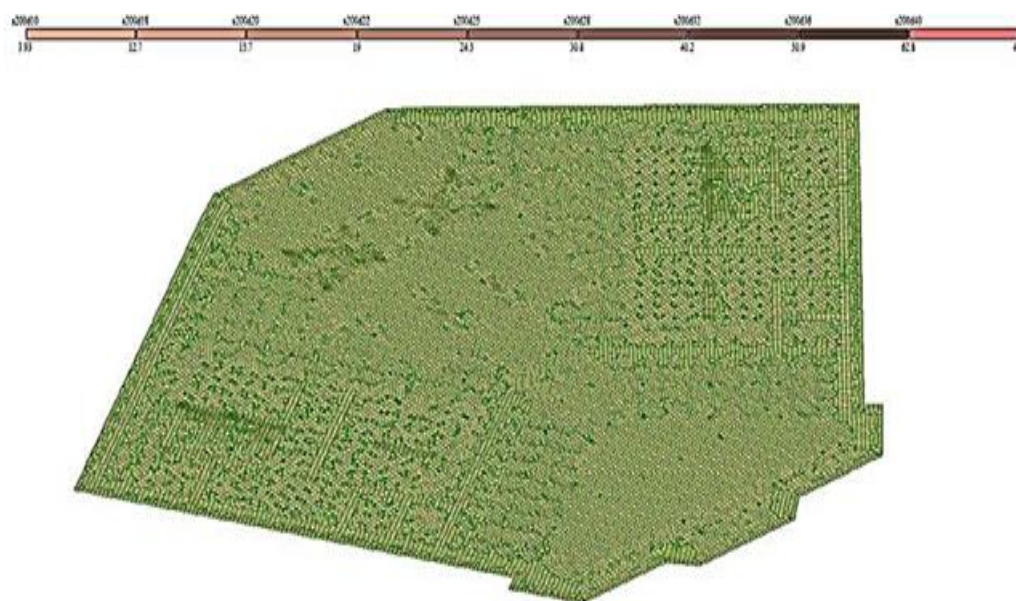


Рисунок 2.22 – Площа арматури по напрямку Y нижньої грані

Достатньо арматурних стрижнів $\varnothing 18$ мм А400 з кроком 200 мм.

Перевіримо дотримання вимог норм щодо мінімального армування.

Згідно з [15] мінімальний відсоток армування в згинальних, позacentрових розтягнутих елементах і позacentрових стиснутих елементах малої гнучкості становить 0,1% .

Знайдемо необхідну мінімальну площу арматури на 1 погонний метр плити.

$$A_{s,tot}^{min} = S \cdot 0,1\% = 1 \cdot 2,2 \cdot 0,001 = 0,0022 \text{ м}^2$$

Площу перерізу одного арматурного стрижня діаметром 18 мм відповідно до [35] приймаємо рівною 254,5 мм². Таким чином, загальна площа перерізу 10 арматурних стрижнів (при кроці 200 мм 5 стрижнів розташовуються по нижній грані, 5 стрижнів по верхній грані) $A_{s,tot} = 254,5 \cdot 10^6 \cdot 10 = 0,002545 \text{ м}^2$.

Порівняємо мінімальну необхідну площу перетину арматури з прийнятою

$$A_{s,tot}^{min} = 0,0022 \text{ м}^2 \leq A_{s,tot} = 0,002545 \text{ м}^2$$

Таким чином вимоги норм щодо мінімального відсотка армування дотримані.

На рисунках 2.19-2.20 видно, що по нижній грані під вежами необхідна більша кількість арматури. Для забезпечення необхідної міцності, враховуючи високий клас наслідків споруди, приймаємо додаткове армування під ядрами веж із стрижнів Ø32 мм А400 з кроком 100.

2.9 Обґрунтування рішення вибору фундаменту

За розрахунком і аналізом було прийнято рішення відмовитися від забивних паль на користь буронабивних паль. Буронабивні палі для даної споруди мають такі переваги: більш висока несуча здатність; варіативність розмірів залежно від необхідної несучої здатності; можливість влаштування буронабивних паль у міцних скельних ґрунтах; можливість проведення робіт в умовах сформованої міської забудови.

Таким чином приймаємо пально-плитний фундамент на буронабивних палях в якості остаточного варіанту.

2.10 Висновки до розділу 2 «Розрахунково-конструктивний»

У другому розділі кваліфікаційної роботи виконано детальне розрахунково-конструктивне обґрунтування прийнятої несучої системи багатофункціонального висотного комплексу. Розглянута каркасно-стовбурова конструктивна схема з

монолітним ядром жорсткості та системою колон і балок забезпечує ефективну просторову роботу будівлі та надійне сприйняття як вертикальних, так і горизонтальних навантажень. У межах розділу здійснено повний збір постійних, тривалих і короточасних навантажень відповідно до чинних нормативних документів. Навантаження від власної ваги конструкцій, огорожувальних елементів, підлог, покрівлі, експлуатаційних і снігових впливів враховано з використанням нормативних коефіцієнтів надійності. Такий підхід забезпечив коректність вихідних даних для чисельного моделювання та подальшого аналізу напружено-деформованого стану будівлі. Просторовий розрахунок каркаса виконано з використанням програмного комплексу SCAD, що дозволило врахувати сумісну роботу елементів конструкції, реальні умови закріплення та вплив горизонтальних навантажень. Отримані результати свідчать, що максимальні переміщення та прискорення будівлі не перевищують гранично допустимих значень, установлених нормативними документами, що підтверджує забезпечення експлуатаційної придатності та комфортних умов перебування людей. У розділі також виконано детальні перевірки та розрахунки окремих несучих елементів, зокрема сталевих і сталезалізобетонних колон, вузлів примикання, закладних деталей і фундаментів. Прийняті перерізи елементів, типи матеріалів і конструктивні рішення забезпечують необхідну міцність, стійкість і довговічність споруди з урахуванням її підвищеного рівня відповідальності.

Таким чином, розрахунково-конструктивні рішення, обґрунтовані у другому розділі, підтверджують надійність і безпечність прийнятої конструктивної системи та створюють технічно обґрунтовану основу для подальшого науково-дослідного аналізу варіантів каркасних систем.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

На цій стадії кваліфікаційної роботи для такого відповідального та вартісного об'єкта виконано техніко-економічне дослідження, у межах якого попередньо обґрунтовано вибір раціональної конструктивної схеми будівлі. Обрана схема має відповідати вимогам надійності, безпеки, технологічності зведення та економічної доцільності, а також забезпечувати необхідні експлуатаційні характеристики протягом усього життєвого циклу споруди. Особлива увага приділяється впливу конструктивних рішень на матеріаломісткість, трудомісткість монтажу та можливість індустріалізації будівельних процесів, що безпосередньо впливає на строки реалізації проєкту та загальну вартість будівництва. Додатково враховуються питання довговічності конструкцій, умов їх подальшої експлуатації та обсягів можливих ремонтно-відновлювальних робіт.

У роботі розглядаються два варіанти конструктивних схем веж, які порівнюються за основними техніко-економічними показниками з урахуванням їх переваг і недоліків у конкретних умовах будівництва, зокрема з позицій просторової жорсткості, стійкості та адаптивності до дії вертикальних і горизонтальних навантажень, включаючи вітрові та сейсмічні впливи. Оцінка проводиться з урахуванням особливостей роботи несучих елементів у складі просторової системи та ефективності перерозподілу зусиль між ними. Перший варіант передбачає застосування залізобетонного зв'язкового каркаса з вертикальними залізобетонними діафрагмами та ядрами жорсткості. Другий варіант ґрунтується на використанні комбінованого зв'язкового каркаса, що поєднує залізобетонні, сталезалізобетонні та сталеві елементи та забезпечує більшу гнучкість проєктних рішень. На рисунку 3.1 наведено відповідні варіанти конструктивних схем.

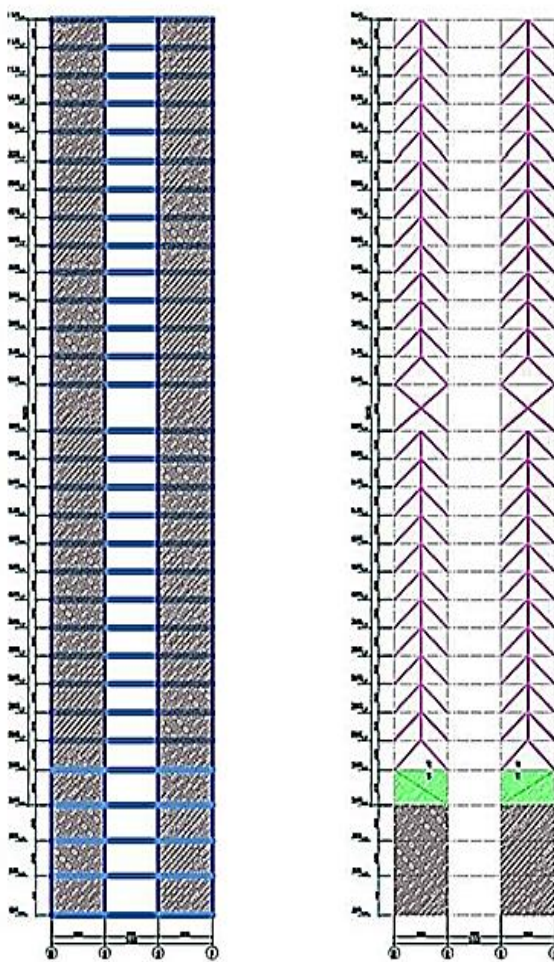


Рисунок 3.1 – Зв'язковий каркас (ліворуч) і комбінований каркас (праворуч)

3.1 В'язевий каркас. Центральна вежа

У першому варіанті конструктивного рішення були розглянуті та виконані розрахунки основних елементів несучої системи будівлі, які формують її просторову роботу та забезпечують сприйняття розрахункових навантажень. Центральним елементом конструкції є залізобетонне ядро жорсткості, виконане у вигляді стін товщиною 200–300 мм, армованих поздовжніми та поперечними арматурними стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм. Таке конструктивне рішення забезпечує необхідний рівень жорсткості, стійкості та тріщиностійкості при дії вертикальних і горизонтальних навантажень.

Для підвищення несучої здатності каркаса та рівномірного перерозподілу зусиль передбачено посилення конструкції залізобетонними колонами в місцях

перетину розбивочних осей. Колони запроєктовані квадратного перерізу 400×400 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм, а також перерізу 600×600 мм із комбінованим армуванням, що включає чотири стрижні діаметром 12 мм і чотири стрижні діаметром 18 мм. Таке рішення дозволяє адаптувати перерізи колон до різного рівня навантажень по висоті будівлі.

Окремо стоячі залізобетонні колони передбачені двох типорозмірів: перерізом 400×400 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм та перерізом 600×600 мм з комбінованим армуванням зі стрижнів діаметром 12 і 18 мм. Для забезпечення просторової жорсткості будівлі запроєктовано залізобетонні діафрагми жорсткості у вигляді стін товщиною 200–300 мм, армованих стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм.

Несучу систему доповнюють залізобетонні балки перерізом 300×500 мм, армовані чотирма несучими стрижнями діаметром 18 мм, які забезпечують ефективну передачу навантажень від перекриттів на вертикальні елементи. Залізобетонні перекриття виконані товщиною 200 мм з армуванням сітками зі стрижнів діаметром 10 та 12 мм, що гарантує необхідну жорсткість, міцність і надійність експлуатації будівлі в цілому.

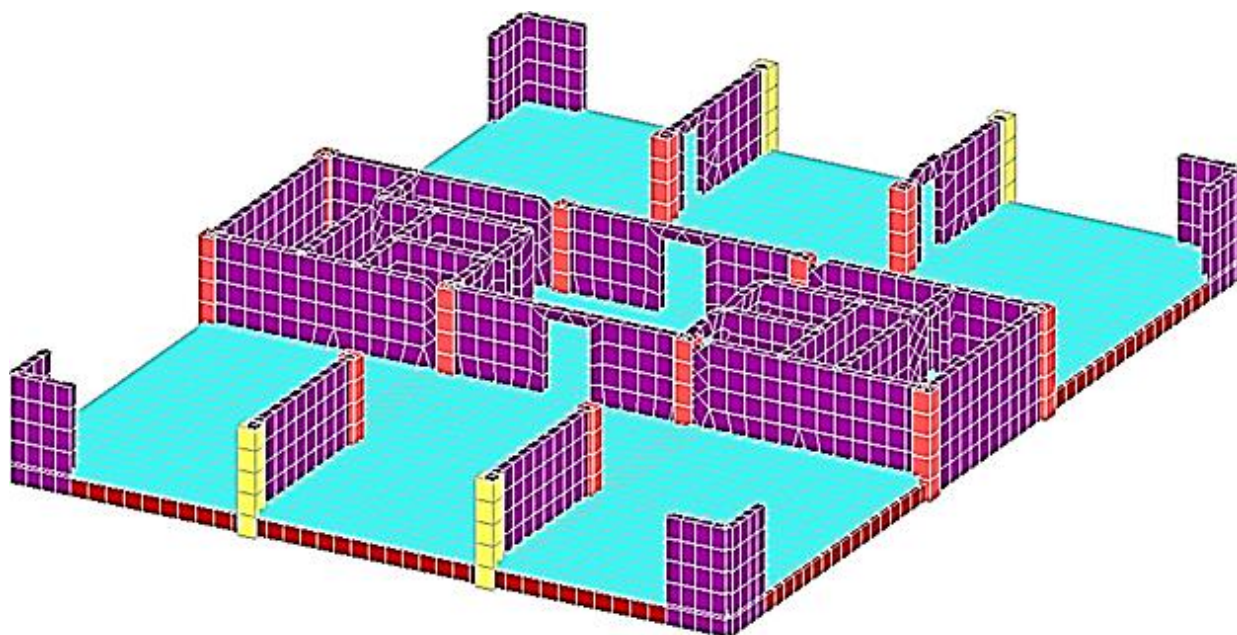


Рисунок 3.2 – Варіант 1. Велика вежа типового поверху

3.1.1 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Центральна вежа

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу конструкцій, які є ідентичними для обох розглянутих варіантів конструктивних рішень. Аналіз цих показників має важливе значення для подальшого техніко-економічного порівняння, оскільки дозволяє виокремити елементи, що не впливають на відмінності між варіантами та не потребують додаткового коригування при оцінці. До таких конструкцій належать залізобетонні ядра жорсткості та міжповерхові перекриття, геометричні параметри, конструктивні схеми та армування яких залишаються незмінними.

Таблиця 3.1 – Розрахункові обсяги залізобетонних ядер жорсткості. Колони.

Варіант 1. Велика вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм	d=18 мм	Всього		
400х400	з відміткою +68,1 до відмітки +122,1	8	434,4	69	-	3,47	3,47	695,0	173,8
600х600	від відмітки +18,6 до відмітки +68,1	8	396,0	142,6	1,41	3,16	4,57	950,4	356,5
Разом				212,1	1,41	6,63	8,04	1 645,4	530,3

Таблиця 3.2 – Розрахункові обсяги залізобетонних ядер жорсткості. Стіни.

Варіант 1. Велика вежа

Тип	Розташування	Висота, м	Довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм		
200	з відміткою +68,1 до відмітки +122,1	54	107,3	1 165,3	51,74	11 652,8	2 913,3
300	з відм. +18,6 до відм. +68,1	49,5	103,7	1 539,9	45,58	10 266,3	3 849,7
Разом				2 705,2	97,32	21919,1	6 763,0

Таблиця 3.3 – Розрахункові обсяги залізобетонних перекриттів. Варіант 1.

Велика вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна площа, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна маса, т
					d=10 мм	d=12 мм	Всього	
200	від відмітки +18,6 до відмітки +122,1	29	22 084,1	4416,8	136,26	196,11	332,37	11 042,0

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу залізобетонних колон.

Таблиця 3.4 – Розрахункові обсяги залізобетонних колон. Варіант 1. Велика вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм	d=18 мм	Всього		
400x400	з відміткою +68,1 до відмітки +122,1	12	621,6	104,2	-	2,74	2,74	999,4	260,5
600x600	з відмітки +18,6 до відмітки +68,1	12	594,0	213,8	2,32	5,22	8,54	1 425,6	534,5
Разом				318,0	2,32	7,96	10,28	2425,0	795,0

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу діафрагм жорсткості.

Таблиця 3.5 – Розрахункові обсяги залізобетонних діафрагм жорсткості. Варіант 1. Велика вежа

Тип	Розташування	Висота, м	Довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм	d=18 мм	Всього		
200	від відмітки +68,1 до відмітки +122,1	54,3	38	401,7	18,52	-	18,52	4 170,2	1 004,3
300	з відм. +18,6 до відм. +68,1	49,5	37	558,4	16,53	-	16,53	3 722,4	1 396,0
Разом				960,1	35,05	-	35,05	7 892,6	2400,3

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу балок.

Таблиця 3.6 – Розрахункові обсяги залізобетонних балок. Варіант 1. Велика вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=18 мм		
300/500	з відміткою +18,6 до відмітки +122,1	812	5116	762,5	40,89	4 605,1	1 906,3

3.1.2 Зв'язковий каркас. Східна вежа

У першому варіанті конструктивного рішення були детально розглянуті та виконані розрахунки основних несучих елементів будівлі, що формують просторову жорсткість і забезпечують сприйняття вертикальних та горизонтальних навантажень. Ключовим елементом системи є залізобетонне ядро жорсткості, представлене стінами товщиною 200–300 мм, армованими стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм, що забезпечує необхідну несучу здатність і тріщиностійкість. Додаткове підсилення конструкції передбачене за рахунок залізобетонних колон, розташованих у місцях перетину розбивочних осей, що сприяє рівномірному перерозподілу зусиль у каркасі.

Колони запроєктовані квадратного перерізу 400×400 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм, а також перерізу 600×600 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм і додатковими чотирма стрижнями діаметром 18 мм, що підвищує їх несучу здатність при збільшених навантаженнях. Окремо стоячі залізобетонні колони представлені трьома типорозмірами: перерізом 400×400 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм; перерізом 600×600 мм з комбінованим армуванням зі стрижнів діаметром 12 та 18 мм; а також масивні колони перерізом 800×800 мм з вісьмома несучими стрижнями діаметром 18 мм, призначені для сприйняття найбільших зусиль.

Для забезпечення просторової жорсткості будівлі застосовані залізобетонні діафрагми жорсткості у вигляді стін товщиною 200–300 мм з армуванням стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм. Передбачені залізобетонні балки перерізом 300×500 мм, армовані чотирма несучими стрижнями діаметром 18 мм, які забезпечують надійну роботу перекриттів. Залізобетонні перекриття виконані товщиною 200 мм із сітками зі стрижнів діаметром 10 та 12 мм, що гарантує необхідну жорсткість, несучу здатність і експлуатаційну надійність конструкції в цілому.

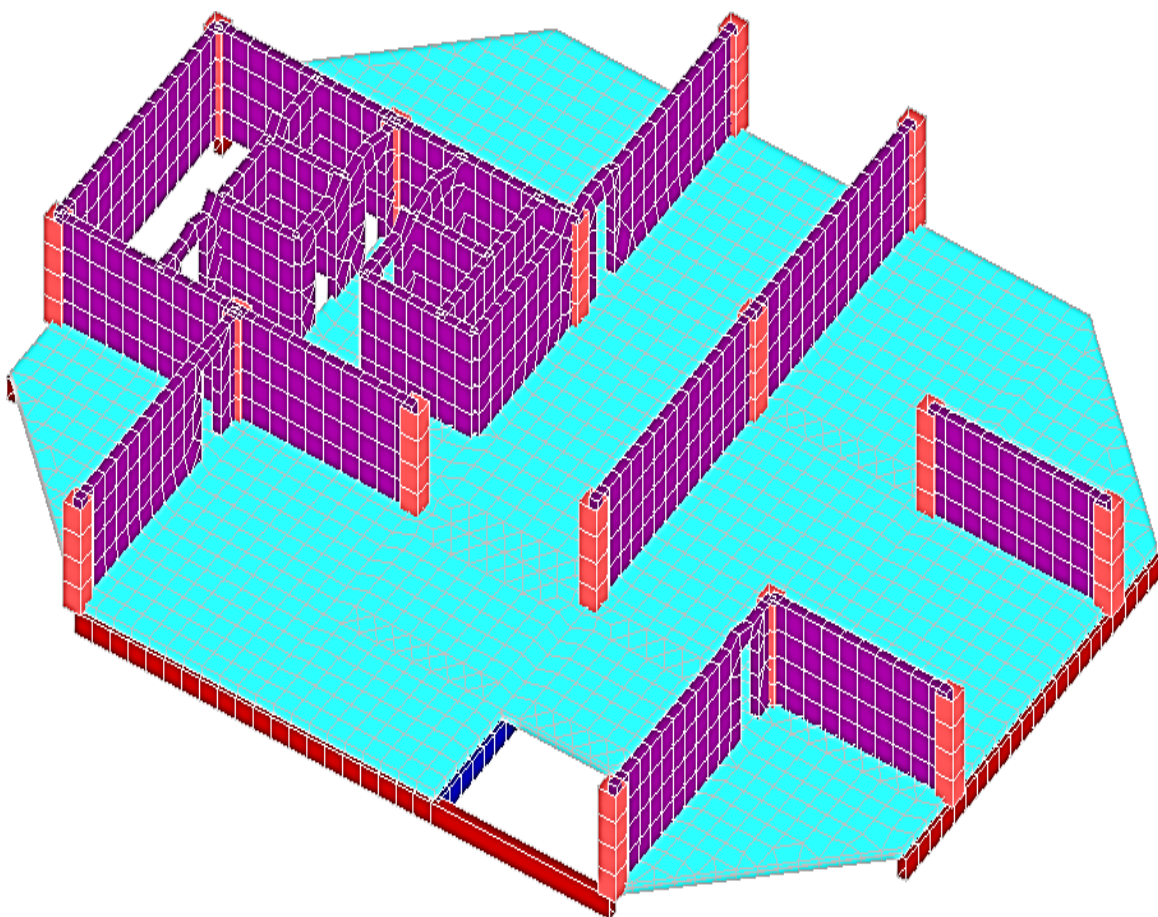


Рисунок 3.3 – Варіант 1. Мала вежа типового поверху

3.1.3 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Східна вежа

Визначимо обсяг бетону і масу конструкцій, які будуть ідентичними для обох варіантів. Такими конструкціями є залізобетонні ядра жорсткості і

перекриття.

Таблиця 3.7 – Розрахункові обсяги залізобетонних ядер жорсткості. Колони.

Варіант 1. Мала вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм	d=18 мм	Всього		
400х400	від відмітки +68,1 до відмітки +111,3	6	259,2	41	-	2,07	2,07	414,7	103,7
600х600	від відмітки +18,6 до відмітки +68,1	6	396,0	106,9	1,41	3,16	4,57	950,4	267,3
Разом				148,4	1,41	5,23	6,64	1 365,1	371,0

Таблиця 3.8 – Розрахункові обсяги залізобетонних ядер жорсткості. Стіни.

Варіант 1. Мала вежа

Тип	Розташування	Висота, м	Довжина, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм		
200	з відміткою +68,1 до відмітки +111,3	43	69,15	597,5	25,61	5 974,6	1 493,7
300	з відмітки +18,6 до відмітки +68,1	49,5	66,75	991,3	30,40	6 608,3	2 478,3
Разом				1 588,8	56,01	12 582,9	6 763,0

Таблиця 3.9 – Розрахункові обсяги залізобетонних перекриттів. Варіант 1.

Мала вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна площа, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна маса, т
					d=10 мм	d=12 мм	Всього	
200	від відмітки +68,1 до відмітки +111,3	26	16 276	3 255,2	100,42	144,53	244,95	8 138,0

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу залізобетонних колон.

Таблиця 3.10 – Розрахункові обсяги залізобетонних колон. Варіант 1. Мала вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм	d=18 мм	Всього		
400 400	від відмітки +68,1 до відмітки +111,3	12	518,4	82	-	4,14	4,14	207,4	260,5
600 600	від відмітки +18,6 до відмітки +68,1	12	594,0	213,8	2,11	4,75	6,86	1 425,6	534,6
600 600	від відмітки +68,1 до відмітки +111,3	2	86,4	31	0,31	0,69	1,00	207,4	77,5
800 800	від відмітки +18,6 до відмітки +68,1	2	99	63	-	1,58	1,58	316,8	158,4
Разом:				391,24	2,42	11,16	13,58	2 157,2	1 031,0

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу діафрагм жорсткості.

Таблиця 3.11 – Розрахункові обсяги залізобетонних діафрагм жорсткості. Варіант 1. Мала вежа

Тип	Розташування	Висота, м	Довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т			Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=12 мм	d=18 мм	Всього		
200	від відмітки +68,1 до відмітки +111,3	43	49	425,1	18,87	-	18,87	4 250,9	1 062,8
300	з відм. +18,6 до відм. +68,1	49,5	47,8	709,8	21	-	21 01	4 732,2	1 774,5
Разом				1 134,9	39,88	-	39,88	8 983,1	2837,3

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу балок.

Таблиця 3.12 – Розрахункові обсяги залізобетонних балок. Варіант 1. Мала вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний об'єм, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=18 мм		
300 500	з відміткою +18,6 до відмітки +111,3	702	4079,6	611,9	32,6	3 671,1	1 529,8

Таким чином знайдемо загальну масу будівлі

$$M_{\text{заг}} = M_{\text{колона ядро}} + M_{\text{стіни ядро}} + M_{\text{перекр}} + M_{\text{колона}} + M_{\text{діафр.}} + M_{\text{балок}} = 371,0 + 3972,0 + 8138,0 + 1031,0 + 2837,3 + 1529,8 = 17879,1 \text{ т}$$

Знайдемо витрату сталі на неідентичні конструкції

$$M_{\text{вар 1}}^{\text{ст}} = M_{\text{колона}}^{D12} + M_{\text{колона}}^{D18} + M_{\text{діафр}}^{D12} + M_{\text{балок}}^{D18} = 2,42 + 11,16 + 39,88 + 32,61 = 86,07 \text{ т}$$

Знайдемо загальну витрату сталі на будівлю

$$M_{\text{вар 1}}^{\text{ст}} = M_{\text{яд,колона}}^{D12} + M_{\text{яд,колона}}^{D18} + M_{\text{яд,стіна}}^{D12} + M_{\text{перекр}}^{D10} + M_{\text{перекр}}^{D12} + M_{\text{колона}}^{D12} + M_{\text{колона}}^{D18} + M_{\text{діафр}}^{D12} + M_{\text{балок}}^{D18} = 1,41 + 5,23 + 56,01 + 100,42 + 144,53 + 2,42 + 11,16 + 39,88 + 32,61 = 393,67 \text{ т}$$

Знайдемо витрату залізобетону на неідентичні конструкції

$$V_{\text{вар 1}}^{\text{зб}} = V_{\text{колона}}^{\text{зб}} + V_{\text{діафр}}^{\text{зб}} + M_{\text{балок}}^{\text{зб}} = 391,2 + 1134,9 + 611,9 = 2138 \text{ м}^3$$

Знайдемо загальну витрату залізобетону на будівлю

$$V_{\text{заг}}^{\text{зб}} = V_{\text{яд,колона}}^{\text{зб}} + V_{\text{яд,стіна}}^{\text{зб}} + V_{\text{перекр}}^{\text{зб}} + V_{\text{колона}}^{\text{зб}} + V_{\text{діафр}}^{\text{зб}} + V_{\text{балок}}^{\text{зб}} = 148,4 + 1588,8 + 3255,2 + 391,2 + 1134,9 + 611,9 = 7130,4 \text{ м}^3$$

3.2 Комбінований каркас

3.2.1 Комбінований каркас. Центральна вежа

У першому варіанті конструктивного рішення були детально розглянуті та виконані розрахунки основних несучих елементів будівлі, що формують комбіновану просторову систему та забезпечують сприйняття всього комплексу

розрахункових навантажень. Аналіз проводився з урахуванням сумісної роботи залізобетонних і металевих елементів, а також їх взаємодії у складі єдиної конструктивної схеми. Особлива увага приділялася забезпеченню просторової жорсткості, стійкості та надійності конструкції при дії вертикальних, горизонтальних, вітрових і можливих сейсмічних навантажень.

Основним елементом жорсткості будівлі є залізобетонне ядро, виконане у вигляді стін товщиною 200–300 мм. Стіни ядра армовані арматурними стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм, що забезпечує необхідну несучу здатність, тріщиностійкість і довговічність. Для підвищення жорсткості та несучої здатності ядра в місцях перетину розбивочних осей передбачено його посилення залізобетонними колонами. Колони запроектовані квадратного перетину 400×400 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм, а також більш масивного перетину 600×600 мм із комбінованим армуванням, що включає чотири стрижні діаметром 12 мм та чотири стрижні діаметром 18 мм. Таке конструктивне рішення дозволяє ефективно сприймати підвищені зусилля та забезпечує надійну роботу ядра по висоті будівлі.

Окремо стоячі металеві колони застосовані як елементи вертикального несучого каркаса. Вони представлені двотавровими профілями перерізів 40К5, 40К4 та 40К3, вибір яких обумовлений різним рівнем навантажень у відповідних зонах будівлі. Металеві колони забезпечують зменшення власної ваги конструкції та підвищують ефективність монтажу за рахунок заводської готовності елементів.

Для забезпечення просторової жорсткості каркаса передбачені металеві діафрагми жорсткості, виконані у вигляді розкосів і стояків із квадратних порожнистих профілів. Розкоси прийняті перерізом 200×8,5 мм, а стояки – перерізом 200×11,5 мм, що забезпечує необхідну жорсткість і стійкість при сприйнятті горизонтальних навантажень. Горизонтальні несучі елементи представлені металевими балками двотаврового перерізу 30Б2 та 26Б2, які забезпечують ефективну передачу навантажень від перекриттів на вертикальні елементи каркаса.

Міжповерхові залізобетонні перекриття виконані товщиною 200 мм з

армуванням у вигляді сіток зі стрижнів діаметром 10 та 12 мм. Таке рішення забезпечує необхідну жорсткість дисків перекриттів, сприяє сумісній роботі металевому та залізобетонного каркаса і гарантує надійність та експлуатаційну придатність будівлі в цілому.

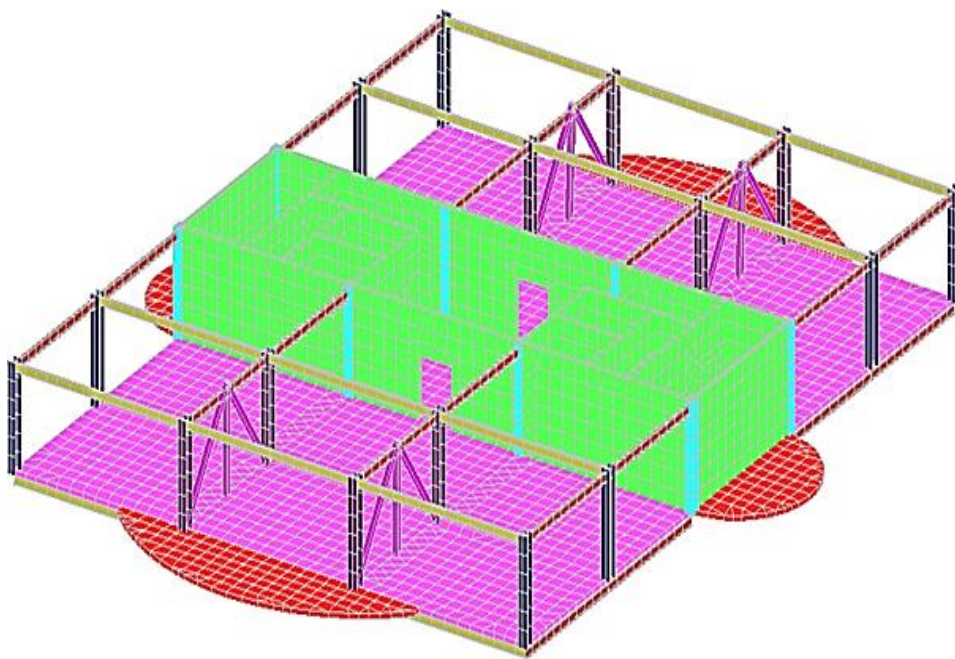


Рисунок 3.4 – Варіант 2. Велика вежа типового поверху

3.2.2 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Центральна вежа

Визначимо масу металевих колон

Таблиця 3.13 – Розрахункові обсяги металевих колон. Варіант 2. Велика вежа

Профіль	Маса 1 п. м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
40K5	255,6	3,9	1,00	16	15,9
		3,6	0,92	176	161,9
		6	1,53	16	24,5
40K4	231,9	3,6	0,83	104	86,8
		6,2	1,44	8	11,5
40K3	200,1	10,8	2,16	32	69,2
		9,8	1,96	8	15,7
Разом:				360	385,6

Визначимо масу металевих діафрагм

Таблиця 3.14 – Розрахункові обсяги металевих діафрагм. Варіант 2. Велика вежа

Профіль	Маса 1 п. м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
Труба 200x8,5	49,16	4,3	0,21	208	43,97
		4,55	0,22	8	1,79
		8	0,39	8	3,15
Труба 200x11,5	63,61	3,6	0,23	104	23,82
		3,9	0,25	4	0,99
Разом:				332	73,7

Визначимо масу металевих балок

Таблиця 3.15 – Розрахункові обсяги балок. Варіант 2. Велика вежа

Профіль	Маса 1 п. м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
25Б2	29,6	7,9	0,23	348	81,4
30Б2	36,7	5,9	0,22	464	100,5
Разом:				1144	181,9

Таким чином знайдемо загальну масу будівлі

$$M_{\text{заг}} = M_{\text{ядро}}^{\text{колон}} + M_{\text{ядро}}^{\text{стін}} + M_{\text{перекр}} + M_{\text{колон}} + M_{\text{діафр}} + M_{\text{балок}} = 530,3 + 6763,0 + 11042,0 + 385,6 + 73,7 + 255,6 = 19976,5 \text{ т}$$

Знайдемо витрату сталі на неідентичні конструкції

$$M_{\text{вар } 2}^{\text{ст}} = M_{\text{колон}} + M_{\text{колон}} + M_{\text{діафр}} + M_{\text{балок}} = 385,6 + 73,7 + 181,9 = 641,2 \text{ т}$$

Знайдемо загальну витрату сталі на будівлю

$$M_{\text{вар } 1}^{\text{ст}} = M_{\text{яд, колон}}^{D12} + M_{\text{яд, колон}}^{D18} + M_{\text{яд, стін}}^{D12} + M_{\text{перекр}}^{D10} + M_{\text{перекр}}^{D12} + M_{\text{колон}} + M_{\text{діафр}} + M_{\text{балок}} = 1,41 + 6,63 + 97,32 + 136,26 + 196,11 + 385,6 + 73,7 + 181,9 + 641,2 = 1720,13 \text{ т}$$

Знайдемо загальну витрату залізобетону на будівлю

$$V_{\text{заг}}^{\text{зб}} = V_{\text{яд, колон}}^{\text{зб}} + V_{\text{яд, стін}}^{\text{зб}} + V_{\text{перекр}}^{\text{зб}} = 212,1 + 2705,2 + 4416,8 = 7334,1 \text{ м}^3$$

3.2.3 Комбінований каркас. Східна вежа

У першому варіанті конструктивного рішення було виконано детальний розгляд і розрахунок основних несучих елементів будівлі, що формують

комбіновану просторову систему та забезпечують сприйняття всього комплексу розрахункових навантажень. Проектування здійснювалося з урахуванням сумісної роботи залізобетонних і металевих елементів, а також їх взаємодії в межах єдиного конструктивного каркаса. Особлива увага приділялася забезпеченню необхідної просторової жорсткості, загальної стійкості та надійності будівлі при дії вертикальних, горизонтальних, вітрових і можливих сейсмічних впливів.

Ключовим елементом конструктивної системи є залізобетонне ядро жорсткості, яке виконує функцію основного елемента, що сприймає горизонтальні навантаження. Ядро запроєктоване у вигляді стін товщиною 200–300 мм, армованих арматурними стрижнями діаметром 12 мм з кроком 200 мм, що забезпечує необхідну міцність, жорсткість і тріщиностійкість. Для підвищення несучої здатності та рівномірного перерозподілу зусиль у місцях концентрації навантажень передбачено посилення ядра залізобетонними колонами, розташованими в місцях перетину розбивочних осей. Колони запроєктовані квадратного перетину 400×400 мм з чотирма несучими стрижнями діаметром 12 мм, а також більш потужного перетину 600×600 мм із комбінованим армуванням, що включає чотири стрижні діаметром 12 мм і чотири стрижні діаметром 18 мм.

Вертикальні несучі елементи каркаса доповнюються окремо стоячими металевими колонами, виконаними з двотаврових профілів перерізів 40К5, 40К4 та 40К3. Вибір типорозмірів металевих колон обумовлений різною інтенсивністю навантажень по висоті та в плані будівлі, що дозволяє оптимізувати витрати металу та зменшити власну вагу конструкції. Для забезпечення просторової жорсткості та стійкості каркаса застосовані металеві діафрагми жорсткості, сформовані з розкосів квадратного порожнистого профілю перерізом 200×8,5 мм та стояків перерізом 200×11,5 мм, які ефективно сприймають горизонтальні зусилля.

Горизонтальні несучі елементи представлені металевими балками двотаврового перерізу 30Б2 та 26Б2, що забезпечують передачу навантажень від перекриттів на вертикальні елементи каркаса. Додатково в конструкції передбачені залізобетонні балки перерізом 300×500 мм, армовані чотирма

несучими стрижнями діаметром 18 мм, які працюють спільно з металевими елементами. Міжповерхові залізобетонні перекриття виконані товщиною 200 мм з армуванням у вигляді сіток зі стрижнів діаметром 10 та 12 мм, що забезпечує необхідну жорсткість дисків перекриттів і сумісну роботу всієї конструктивної системи будівлі.

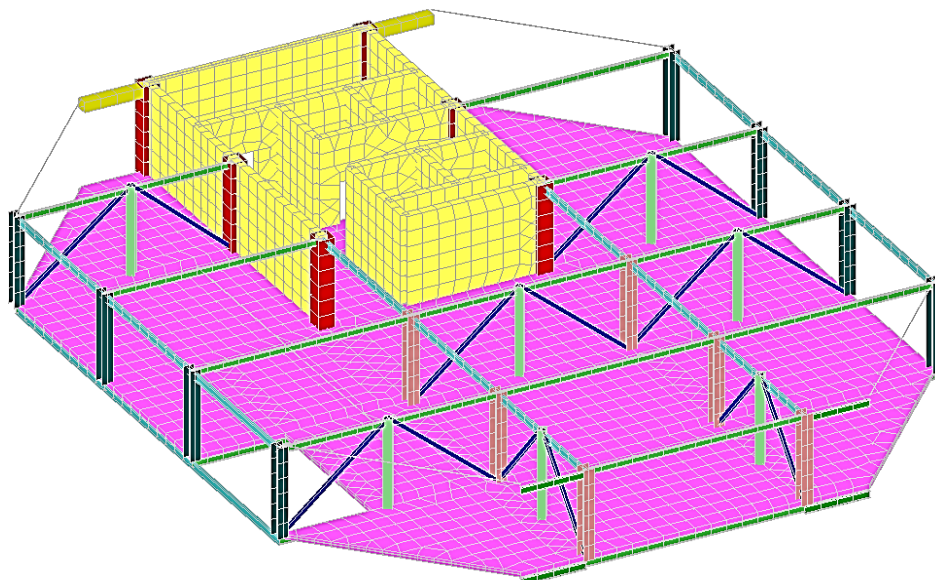


Рисунок 3.5 – Варіант 2. Мала вежа типового поверху

3.2.4 Визначення витрати бетону, арматури та металу на несучі конструкції та маси будівлі. Східна вежа

Визначимо масу металевих колон.

Таблиця 3.16 – Розрахункові обсяги металевих колон. Варіант 2. Мала вежа

Профіль	Маса 1 п. м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
40K5	255,6	3,9	1,00	14	13,96
		3,6	0,92	154	141,70
		6	1,53	14	21,47
40K3	200,1	3,6	0,72	140	100,85
		6	1,20	14	16,81
Разом:				336	294,8

Визначимо масу металевих діафрагм

Таблиця 3.17 – Розрахункові обсяги металевих діафрагм. Варіант 2. Мала вежа

Профіль	Маса 1 п. м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
Труба 200x8,5	49,16	4,3	0,21	92	19,4
		4,55	0,22	4	0,9
		5,4	0,27	230	61,1
		5,6	0,28	10	2,8
		8	0,39	4	1,6
		10	0,49	10	4,9
		4,3	0,21	92	19,4
Труба 200x11,5	63,61	3,6	0,23	161	36,9
		3,9	0,25	7	1,7
Разом:				518	129,2

Визначимо масу металевих балок

Таблиця 3.18 – Розрахункові обсяги балок. Варіант 2. Мала вежа

Профіль	Маса 1 п. м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
14Б1	10,5	2,4	0,06	52	3,2
25Б1	25,7	7,9	0,23	286	66,9
25Б2	29,6	5,9	0,17	312	54,5
Разом:				650	124,6

Таблиця 3.19 – Розрахункові обсяги залізобетонних балок. Варіант 2. Мала вежа

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна площа поверхні, м ²	Загальна маса, т
					d=18 мм		
300 500	з відміткою +18,6 до відмітки +111,3	52	111,6	16	0,9	100,4	41,9

Таким чином знайдемо загальну масу будівлі

$$M_{\text{заг}} = M_{\text{ядро}}^{\text{колон}} + M_{\text{ядро}}^{\text{стіни}} + M_{\text{перекр}} + M_{\text{колон}} + M_{\text{діафр}} + M_{\text{балок}}^{\text{мет}} + M_{\text{балок}}^{\text{жб}}$$

$$= 371,0 + 3972,0 + 8138,0 + 294,8 + 129,2 + 124,6 + 41,9 = 13071,5 \text{ т}$$

Знайдемо витрату сталі на неідентичні конструкції

$$M_{\text{вар 1}}^{\text{ст}} = M_{\text{колон}} + M_{\text{діафр}} + M_{\text{балок}}^{\text{мет}} + M_{\text{балок}}^{\text{жб}} = 294,8 + 129,2 + 124,6 + 0,9$$

$$= 549,5 \text{ т}$$

Знайдемо загальну витрату сталі на будівлю

$$M_{\text{вар 1}}^{\text{ст}} = M_{\text{яд,колон}}^{D12} + M_{\text{яд,колон}}^{D18} + M_{\text{яд,стіл}}^{D12} + M_{\text{перекр}}^{D10} + M_{\text{перекр}}^{D12} + M_{\text{колон}} + M_{\text{колон}} + \\ + M_{\text{діафр}} + M_{\text{балок}}^{\text{мет}} + M_{\text{балок}}^{\text{зб}} = 1,41 + 5,23 + 56,01 + 100,42 + 144,53 + \\ 294,8 + 129,2 + 124,6 + 41,9 = 898,17$$

Знайдемо витрату залізобетону на неідентичні конструкції

$$V_{\text{вар 1}}^{\text{зб}} = V_{\text{балок}}^{\text{зб}} = 16,7 \text{ м}^3$$

Знайдемо загальну витрату залізобетону на будівлю

$$V_{\text{заг}} = V_{\text{яд,колон}} + V_{\text{яд,стіл}} + V_{\text{перекр}} + M_{\text{балок}} = 148,4 + 1588,8 + \\ + 3255,2 + 391,2 + 16,74 = 5400,3 \text{ м}^3$$

3.3 Порівняння варіантів. Порівняння характеристик. Центральна вежа

Проведемо порівняння варіантів у табличній формі.

Таблиця 3.20 – Порівняння конструктивних показників. Велика вежа

Показник	Маса будівлі			Витрата сталі			Витрата бетону		
	M _{загальна} , т	ΔM _{загальна} , т		M _{ст} , т	ΔM _{ст} , т		V _{зб} , м ³	ΔV _{зб} , м ³	
		т	% від ін. вар.		т	% від ін. вар.		м ³	% від ін. вар.
Варіант 1	24436,9	4460,4	+22,3	523,9	1196,18	-69,5	9374,7	2040,6	+27,8
Варіант 2	19976,5		-18,3	1720,13		+228,3	7334,1		-21,8

Таким чином, перший варіант на 22,3% важчий за масою, вимагає на 27,8% більше бетону для своєї реалізації, проте має на 69,5% меншу витрату сталі. Також перший варіант вимагає на 12,4% більше трудовитрат на його зведення.

3.3.1 Порівняння характеристик. Східна вежа

Проведемо порівняння конструктивних показників варіантів у табличній формі.

Таблиця 3.21 – Порівняння конструктивних показників. Мала вежа

Показник	Маса будівлі			Витрата сталі			Витрата бетону		
	М _{загальна} , Т	ΔМ _{загальна} ,		М _{ст} , Т	ΔQ,		ΔQ,	ΔV _{зб} ,	
		Т	% від ін. вар		людино-година	% від ін. вар		Т	% від ін. вар
Варіант 1	17879,1	4807,6	36,8	393,6	504,43	-56,2	7130,4	1730,1	32,0
Варіант 2	13071,5		-26,9	898,10		128,1	5400,3		24,3

Таким чином, перший варіант на 36,8% важчий за масою, вимагає на 32,0% більше бетону для своєї реалізації, проте має на 56,2% меншу витрату сталі. Також перший варіант вимагає на 18,2% більше трудовитрат на його зведення.

3.3.3 Вибір раціонального варіанту

Техніко-економічний розрахунок показав, що другий варіант конструктивного рішення легший за масою на 18,3% і 26,9% для великої і малої веж відповідно. Таке зниження маси дозволяє зменшити навантаження на нижні конструкції стилобату і фундаменту. Крім цього, другий варіант вимагає на 11% і 15,4% менше трудовитрат. Таке зниження трудомісткості дозволяє значно скоротити термін зведення об'єкта і зменшити кількість робіт на будівельному майданчику, що відповідає сучасним тенденціям технологічності.

Крім цього, використання сталевих колон дозволяє збільшити корисну експлуатаційну площу будівлі за рахунок зменшення поперечного перерізу колон, що в умовах дефіциту землі і щільності забудови також поліпшить ефективність будівлі в цілому.

3.4 Висновки до розділу 3 «Науково-дослідний»

Третій розділ кваліфікаційної роботи присвячено науково-дослідному аналізу та варіантному проектуванню різних типів каркасних систем для висотних веж багатофункціонального комплексу. У межах дослідження розглянуто в'язеві, зв'язкові та комбіновані каркаси для центральної та східної веж із метою оцінки їх

впливу на матеріалоємність, масу будівлі та характер просторової роботи конструкцій.

Для кожного варіанта каркасної системи виконано визначення витрат бетону, арматури та металу на несучі елементи, що дозволило отримати кількісні показники ефективності конструктивних рішень. Аналіз результатів показав, що тип каркаса суттєво впливає на розподіл внутрішніх зусиль, загальну жорсткість системи та матеріальні витрати, особливо для висотних споруд підвищеного рівня відповідальності.

Порівняльний аналіз варіантів засвідчив, що в'язеві каркаси характеризуються підвищеною жорсткістю та ефективним сприйняттям горизонтальних навантажень, однак мають більшу матеріалоємність і масу. Зв'язкові каркаси, у свою чергу, дозволяють зменшити витрати матеріалів, проте вимагають ретельного конструктивного опрацювання для забезпечення просторової стійкості. Комбінований каркас поєднує переваги обох систем, забезпечуючи раціональне співвідношення жорсткості, маси та матеріалоємності.

На підставі отриманих результатів виконано обґрунтований вибір раціонального варіанта конструктивної схеми, який забезпечує оптимальні техніко-економічні показники та відповідає вимогам надійності й безпеки. Таким чином, науково-дослідний розділ підтвердив доцільність використання варіантного проектування як ефективного інструменту оптимізації конструктивних рішень для висотних багатофункціональних будівель і має практичну цінність для подальших інженерних розробок.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

Забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику є одним із ключових завдань під час реалізації проєкту. Для цього необхідно дотримуватися низки заходів, що відповідають нормам законодавства України.

Основні законодавчі та нормативні акти:

- Кодекс законів про працю України (КЗпП) – регламентує основні положення щодо організації праці та охорони праці.
- Закон України "Про охорону праці" – встановлює правові основи реалізації права працівників на безпечні та здорові умови праці.
- ДСТУ EN ISO 45001:2019 – Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці.
- ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві" – основний документ, що регламентує вимоги до охорони праці на будівельних майданчиках.
- Правила безпеки праці у будівництві (НПАОП 45.2-7.02-12).

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 [15] під час зведення будівельних об'єктів повинні бути вжиті заходи для запобігання впливу на працівників та населення, яке перебуває на прилеглий до будівельного об'єкта території, небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Організація виконання будівельно-монтажних робіт повинні відповідати вимогам:

- законодавства України про охорону праці;
- природоохоронного законодавства;
- нормативно-правових актів, що містять вимоги з охорони праці;
- державних стандартів системи стандартів безпеки праці (ССБП);
- державних будівельних норм (ДБН);

- правил безпечного зведення та безпечної експлуатації будинків і споруд;
- галузевих правил і типових інструкцій з охорони праці, що затверджені у визначеному порядку;
- гігієнічних нормативів, санітарних правил і норм, затверджених Міністерством охорони здоров'я України.

Будівельні майданчики, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Згідно зі ст. 8 Закону «Про охорону праці» [15] на роботах із шкідливими і небезпечними умовами праці, а також роботах, пов'язаних із забрудненням, несприятливими метеорологічними умовами, працівникам видаються безплатно (за кошти роботодавця) спеціальний одяг, спеціальне взуття та інші засоби індивідуального захисту відповідно до НПАОП 0.00-4.01, НПАОП 45.2-3.01.

Відповідальність за дотримання вимог безпеки під час експлуатації машин, електро- та пневмоінструменту, а також технологічного оснащення покладається:

- за технічний стан машин, інструменту, технологічного оснащення включно із засобами захисту – на організацію (особу), на балансі (у власності) якої вони знаходяться, а у разі їх передачі у тимчасове користування (оренду) – на організацію (особу), визначену договором;
- за безпечне виконання робіт – на організації, які виконують роботи.

Перед початком виконання робіт у місцях, де діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори, не пов'язані з характером виконуваної роботи, відповідальний виконавець робіт повинен видати наряд-допуск на виконання робіт підвищеної небезпеки.

Наряд-допуск видається на строк, необхідний для виконання запланованого обсягу робіт. У разі виникнення в процесі виконання робіт небезпечних або шкідливих виробничих факторів, не передбачених нарядом-допуском, роботи необхідно припинити, наряд-допуск анулювати і поновити роботи тільки після видачі нового наряду-допуску.

У разі залучення до трудового процесу жінок необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей жінками (наказ МОЗ України від 10.12.1993 № 241) і Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці жінок (наказ МОЗ України від 29.12.1993 № 256).

У разі залучення до трудового процесу підлітків необхідно дотримуватись граничних норм підймання і переміщення важких речей неповнолітніми (наказ МОЗ України від 22.03.1996 № 59) і вимог Переліку важких робіт із шкідливими і небезпечними умовами праці, на яких забороняється застосування праці неповнолітніх (наказ МОЗ України від 31.03.1994 №46).

Допуск на будівельний майданчик сторонніх осіб або працівників, що не зайняті на роботах на даній території, а також осіб, що перебувають у стані алкогольного, токсичного або наркотичного сп'яніння – забороняється.

Особи, що перебувають на території будівельного майданчика, у виробничих приміщеннях, на робочих місцях і ділянках робіт, зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку даної організації. Відповідальними за виконання цих вимог є керівники робіт (майстри, виконроби).

4.1.2 Прийняті заходи з охорони праці

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки та засобів підмоцнення. Виявлені несправності слід негайно усувати.

Працівники, які не молодші 18 років, пройшли відповідну підготовку, мають професійні навички з виконання бетонних робіт, перед допуском до самостійної роботи повинні пройти:

- обов'язкові попередні (при прийомі на роботу) і періодичні (протягом трудової діяльності) медичні огляди (обстеження) для визнання придатними до виконання робіт у порядку, встановленому Міністерством охорони здоров'я;
- навчання безпечним методам і прийомам виконання робіт, інструктаж з

охорони праці, стажування на робочому місці та перевірка знань вимог охорони праці.

Для захисту від механічних впливів, води, лугу бетонники зобов'язані використовувати надані роботодавцями безкоштовно брюки брезентові, куртки бавовняні або брезентові, чоботи гумові або черевики шкіряні, рукавиці комбіновані, костюми на утеплювальній прокладці та валянки для зимового періоду. Під час перебування на території будівельного майданчика бетонники повинні носити захисні каски.

Крім цього, залежно від умов роботи бетонники зобов'язані використовувати чергові засоби індивідуального захисту, в тому числі:

- при застосуванні бетонних сумішей з хімічними добавками для захисту шкіри рук і очей - захисні рукавички та окуляри;
- при роботі з електровібраторами, а також роботах з електропрогрівом - діелектричні рукавички і чоботи.

Допуск сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані до зазначених місць забороняється.

Бетонник зобов'язаний негайно повідомляти свого безпосереднього або керівника робіт про будь-яку ситуацію, що загрожує життю і здоров'ю людей, про кожен нещасний випадок, що стався на виробництві, або про погіршення стану свого здоров'я, в тому числі про появу гострого професійного захворювання (отруєння).

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмопровідні шланги не допускається, а при перервах в роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно вимикати.

Забороняється перехід бетонників по не закріплених в проектне положення конструкціями засобами підмоцнування, що не мають огорожі або страхувального каната.

У кожній зміні повинен бути забезпечений постійний технічний нагляд з боку виконробів, майстрів, бригадирів та інших осіб, відповідальних за безпечне ведення робіт. Слідкують за справним станом сходів, підмостків і огорож, а також

за чистотою і достатньою освітленістю робочих місць і проходів до них, наявністю і застосуванням запобіжних поясів і захисних касок.

Вібратори при перенесенні на нове місце роботи вимикаються. Перетягувати їх за шлангові дроти або струмопровідний кабель забороняється;

Рукоятки вібратора повинні мати амортизатори, а корпус до початку робіт - заземлений. В процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30-35 хвилин необхідно вимикати вібратор на 5-7 хвилин для його охолодження.

Перед початком роботи бетонники зобов'язані:

- а) одягнути спецодяг, спецвзуття та каску встановленого зразка;
- б) пред'явити керівнику робіт посвідчення про перевірку знань безпечних методів робіт і отримати завдання з урахуванням забезпечення безпеки праці виходячи зі специфіки виконуваної роботи.

Після отримання завдання у бригадира або керівника робіт бетонники зобов'язані:

- а) при необхідності підготувати засоби індивідуального захисту та перевірити їх справність;
- б) перевірити робоче місце та підходи до нього на відповідність вимогам безпеки;
- в) підібрати технологічне оснащення, інструмент, необхідні при виконанні роботи, і перевірити їх відповідність вимогам безпеки;
- г) перевірити цілісність опалубки та опорних риштувань.

У разі безперервного технологічного процесу бетонники здійснюють перевірку справності обладнання та оснащення під час прийому та передачі зміни.

Бетонники не повинні приступати до виконання робіт при таких порушеннях вимог безпеки:

- а) пошкодженнях цілісності або втрати стійкості опалубки та опорних лісів;
- б) відсутності огорожі робочого місця при виконанні робіт на відстані менше 2 м від межі перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- в) несправностях технологічного оснащення та інструменту, зазначених в інструкціях заводів-виробників, при яких не допускається їх застосування;

г) несвоєчасному проведенню чергових випробувань або закінченні терміну експлуатації засобів захисту, встановлених заводом-виробником.

Вимоги до безпеки під час роботи.

Розміщення на опалубці обладнання та матеріалів, непередбачених проектом виконання робіт, а також перебування людей, які безпосередньо не беруть участі у виконанні робіт на настилі опалубки, не допускаються.

Для переходу бетонників з одного робочого місця на інше бетонники повинні використовувати обладнані системи доступу (драбини, трапи, містки).

По укладеній арматурі слід ходити тільки по спеціальних містках шириною не менше 0,6 м, влаштованих на козелках, встановлених на опалубку.

Перебування бетонників на елементах будівельних конструкцій, що утримуються краном, не допускається.

Опалубка перекриттів повинна бути огорожена по всьому периметру. Всі отвори в підлозі опалубки повинні бути закриті. При необхідності залишати отвори відкритими їх слід затягувати дротяною сіткою.

Робочі місця та проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад 1,3 м і на відстані менше 2 м від межі перепаду по висоті, повинні бути огорожені захисними або страхувальними огорожами, а при відстані більше 2 м - сигнальними огорожами, що відповідають вимогам державних стандартів.

У процесі переміщення конструкцій на місце установки за допомогою крана монтажники зобов'язані дотримуватися таких габаритів наближення їх до раніше встановлених конструкцій та існуючих будівель і споруд:

- а) допустиме наближення стріли крана - не більше 1 м;
- б) мінімальний зазор при перенесенні конструкцій над раніше встановленими - 0,5 м;
- в) допустиме наближення поворотної частини вантажопідйомного крана не менше 1 м.

Для запобігання обвалення опалубки від дії динамічних навантажень (бетону, вітру тощо) необхідно влаштовувати додаткові кріплення (розчалки, розпірки тощо) відповідно до проекту виконання робіт.

При подачі бетону за допомогою бетоноводу необхідно:

- здійснювати роботи з монтажу, демонтажу та ремонту бетоноводів, а також видалення з них пробок тільки після зниження тиску до атмосферного;
- видаляти всіх працюючих від бетоноводу на час продувки на відстань не менше 10 м.
- до роботи з електровібраторами допускаються бетонники, які мають II групу з електробезпеки.
- при ущільненні бетонної суміші електровібраторами бетонники зобов'язані виконувати наступні вимоги:
 - відключати електровібратор під час перерв у роботі та переходу в процесі бетонування з одного місця на інше;
 - переміщати площинний вібратор під час ущільнення бетонної суміші за допомогою гнучких тяг;
 - вимикати вібратор на 5-7 хв для охолодження через кожні 30-35 хв роботи;
 - навішувати електропроводку вібратора, а не прокладати по укладеному бетону;

Розбирати і пересувати опалубку слід тільки з дозволу керівника робіт. При розбиранні опалубки слід вживати заходів проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримуючих лісів і конструкцій.

Забороняється складувати розібрані елементи опалубки на підмостках (риштуваннях) або робочих настилах, а також скидати їх з висоти.

При електропрогріві бетону монтаж і приєднання електрообладнання до мережі живлення повинні виконувати електромонтери або бетонники, які мають кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче III.

Перебування людей і виконання будь-яких робіт на ділянках електропрогріву, що знаходяться під напругою, не дозволяється.

При роботі в нічний час повинні бути достатньо освітлені стоянка автобетононасоса і місця укладання бетонної суміші, дороги, проходи відповідно до вимог .

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздах для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити. До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огорожувати. При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмо підвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження.

Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується. Зона електропрогрівання бетону повинна бути огорожена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозайmistі або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

4.1.3 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу будівельних конструкцій

Під час монтажу будівельних конструкцій, крім погодженого і затвердженого у встановленому порядку ПВР, необхідно виконувати вимоги дійсного документа, ДБН "Техніка безпеки в будівництві", ДНАОП 0.00-1.03-93 "Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів, а також інших державних і відомчих нормативних актів і документів з урахуванням змін, які публікуються у журналі "Охорона праці"

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами слід вважати:

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;

- втрату стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних майданчиків;
- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;
- недостатню освітленість робочої зони;
- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;
- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;
- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;
- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;
- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;
- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;
- використання порохового монтажного інструмента.
- Попередження чи зниження впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів, повинно забезпечуватися при:
 - пересуванні і роботі машин, механізмів і літальних апаратів - шляхом позначення знаками безпеки небезпечних зон, інженерної підготовки шляхів їх переміщення, а також дотримання правил безпечної їх експлуатації;
 - переміщенні конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також при втраті стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних конструкцій - шляхом дотримання технології виконання робіт, а також прийняття в необхідних випадках інженерно-технічних рішень, що забезпечують несучу здатність цих конструктивних елементів;
 - розташуванні робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги,

міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень, використання прогресивних засобів підмашування: автомобільних гідравлічних підйомників (АГП), телескопічних підйомників, колисок, навішених на гак вантажопідіймальних кранів, і т.д., а також застосуванням страхувальних пристроїв і пристосувань;

- недостатній освітленості робочої зони - забезпеченням освітленості площадок складування, будмайданчиків, монтажних площадок і робочих місць за спеціально розробленим проектом;

- дії вітру на вантажопідіймальні механізми, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції (ферми, колони і ін.), частини будинків і споруд - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень на підставі перевірочних розрахунків на вітрові навантаження: для вантажів, що піднімаються кранами. Навантаження "вітрове" і для окремо змонтованих конструкцій, частин будинків і споруд відповідно до розділу 6 ДБН "Навантаження і впливи", з урахуванням вітрової пульсаційної складової;

- фізичних перевантаженнях - шляхом максимальної механізації ручної праці і дотримання допустимих норм навантажень при підйомі і переміщенні одиночних вантажів вручну, які не повинні перевищувати для жінок 10 кг при сумісництві з іншою роботою і 7 кг постійно на протязі робочої зміни; для чоловіків - максимум 50 кг;

- підвищеній чи зниженій температурі повітря робочої зони - використанням спецодягу, а також дотриманням тривалості робочого дня і перерв у роботі відповідно до діючих нормативних документів;

- дії електричного струму (у всіх його проявах) на організм людини - дотриманням вимог ПУЕ, ПТЕ і ПТБ;

- впливі підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань, а також газів і аерозолів, що утворюються при виконанні зварювальних роботах і роботах, що їх супроводжують,

- - дотриманням нормативних актів і документів, що діють в країні.

4.1.4 Висновки до підрозділу 4.1

У пункті 4.1 кваліфікаційної роботи розглянуто комплекс питань, пов'язаних з організацією охорони праці під час зведення та експлуатації багатофункціонального висотного адміністративно-громадського комплексу. Особливу увагу приділено формуванню безпечних умов праці на будівельному майданчику з урахуванням підвищеного рівня відповідальності об'єкта, значної поверховості будівлі та складності виконуваних будівельно-монтажних робіт.

У ході аналізу встановлено, що будівництво висотних споруд супроводжується підвищеними виробничими ризиками, зокрема небезпекою падіння з висоти, ураження електричним струмом, травмування при переміщенні вантажів, роботі з підйомними механізмами та експлуатації будівельної техніки. У зв'язку з цим організація охорони праці розглядається не як формальна вимога нормативних документів, а як невід'ємний елемент технології будівництва та управління процесами на будівельному майданчику.

У роботі обґрунтовано доцільність застосування системного підходу до охорони праці, що включає планування безпечної організації робіт, розроблення інструкцій з охорони праці, проведення вступних, первинних і повторних інструктажів, а також постійний контроль за дотриманням вимог безпеки. Запропоновані організаційні заходи спрямовані на мінімізацію ймовірності виникнення нещасних випадків та професійних захворювань серед працівників.

Особливе значення в пункті 4.1 приділено технічним заходам охорони праці. Зокрема, передбачено застосування інвентарних огорожень небезпечних зон, використання запобіжних поясів і страхувальних систем під час виконання робіт на висоті, облаштування безпечних проходів і проїздів на будівельному майданчику, а також раціональне розміщення будівельних матеріалів і конструкцій. Запропоновані рішення відповідають вимогам чинних нормативних документів та враховують специфіку висотного будівництва.

У роботі також розглянуто питання електробезпеки, які є особливо актуальними з огляду на використання великої кількості електроінструментів і

тимчасових електричних мереж. Обґрунтовано необхідність заземлення електрообладнання, застосування пристроїв захисного відключення, а також регулярної перевірки технічного стану електричних установок. Запропоновані заходи сприяють зниженню ризику ураження електричним струмом та підвищують загальний рівень безпеки робочих місць. У пункті 4.1 передбачено заходи щодо організації побутових приміщень, забезпечення працівників засобами індивідуального захисту, питною водою та місцями для відпочинку. Це сприяє збереженню працездатності персоналу та зниженню рівня виробничого травматизму.

Таким чином, результати, отримані в пункті 4.1, підтверджують, що реалізація запропонованих організаційних, технічних та санітарно-гігієнічних заходів дозволяє забезпечити нормативний рівень охорони праці під час будівництва та експлуатації висотного багатофункціонального комплексу. Запропонована система охорони праці є комплексною, адаптованою до умов конкретного об'єкта та спрямованою на збереження життя і здоров'я працівників.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість споруд подвійного призначення в надзвичайних ситуаціях при дії ударної хвилі

Надзвичайна ситуація – це порушення нормальних умов життя та діяльності людей на об'єкті, території, яке викликано аварією, катастрофою, стихійним лихом, епідемією, великою пожежею, застосуванням зброї масового ураження, які призвели або можуть призвести до людських або матеріальних втрат. Під стійкістю споруд подвійного призначення розуміють здатність споруди витримати відповідні навантаження і зберегти експлуатаційні властивості приміщень, а також зберегти здоров'я і життя людей які там знаходяться.

Під час стихійних лих, аварій, катастроф, воєнних конфліктів при застосуванні зброї масового ураження трапляються вибухи, що викликають вихід із експлуатаційних характеристик будівель і споруд. Вибух – це швидко протікаючий процес хімічного або фізичного перетворення речовини, який супроводжується вивільненням великої кількості енергії в обмеженому об'ємі, в

результаті чого утворюється та розповсюджується ударна хвиля. В свою чергу вона здатна створювати загрозу життю та здоров'ю людей, нанести збитки економіці та навколишньому середовищу, а також стати джерелом НС. Повітряна ударна хвиля являє собою зону сильно стисненого повітря, яка розповсюджується у всі сторони від центру вибуху з надзвуковою швидкістю. Одним з параметрів, за яким визначають вражаючу та руйнівну дію ударної хвилі є надлишковий тиск на фронті ударної хвилі (ΔP_{Φ}).

Стійкість СПП є одним із ключових аспектів забезпечення безпеки в умовах надзвичайних ситуацій, спричинених як техногенними, так і природними факторами. Особливу увагу привертають споруди, які можуть функціонувати як у мирний час, виконуючи цивільні завдання, так і в умовах кризових ситуацій, забезпечуючи захист населення та матеріальних цінностей. Одним із найнебезпечніших впливів, що можуть призвести до руйнування таких споруд, є дія ударної хвилі, яка утворюється внаслідок вибухів різного походження [35].

СПП проєктуються з урахуванням можливих екстремальних навантажень, що виникають під час дії ударної хвилі. Для підвищення стійкості таких об'єктів використовуються інженерні рішення, які спрямовані на оптимізацію їхньої геометрії, вибір матеріалів із високою міцністю, а також застосування амортизаційних елементів. Зокрема, монолітні залізобетонні конструкції демонструють високу ефективність у поглинанні енергії ударної хвилі завдяки їхній здатності розсіювати енергію та запобігати катастрофічному руйнуванню.

Дослідження показують, що для забезпечення стійкості споруд необхідно враховувати кілька ключових чинників. По-перше, геометричні параметри будівлі повинні мінімізувати площу, на яку припадає ударна хвиля. Наприклад, споруди з обтічною формою менш схильні до руйнування через зниження концентрації навантаження. По-друге, вибір матеріалів із високою стійкістю до динамічних навантажень є вирішальним. Важливу роль у підвищенні стійкості споруд відіграє використання інженерних систем захисту, таких як демпфери та елементи енергопоглинання, що розміщуються у критичних точках конструкції. Такі системи здатні ефективно зменшувати вплив ударної хвилі, перетворюючи її енергію на безпечні механічні коливання. Крім того, застосування захисних

екранів і бар'єрів навколо об'єктів може суттєво знизити рівень навантаження, що досягає споруди. Особлива увага приділяється моделюванню поведінки споруд під час дії ударної хвилі. Використання сучасних комп'ютерних технологій, таких як метод скінчених елементів, дозволяє проводити числове моделювання та оцінювати ефективність різних інженерних рішень ще на етапі проектування. Це дає змогу передбачати слабкі місця в конструкції та вносити корективи для підвищення її стійкості. Таким чином, стійкість СПП в умовах дії ударної хвилі залежить від ряду факторів, які мають враховуватися на етапах проектування, будівництва та експлуатації. Інтеграція сучасних матеріалів, інженерних рішень і технологій дозволяє суттєво знизити ризики руйнування та забезпечити ефективний захист населення і критичної інфраструктури в надзвичайних ситуаціях.

4.2.3 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на будівельному об'єкті

Оцінка обстановки – порядок визначення ступеню ураженості об'єкта чи території, можливих об'ємів завданих збитків та вплив вторинних факторів на проведення рятувальних та інших невідкладних робіт (РіНР) в осередку ураження від надзвичайних ситуацій (НС).

Вони залежать від конкретних умов виникнення або загрози виникнення надзвичайних ситуацій мирного чи воєнного часу [27].

По часу оцінка обстановки може бути - завчасна, планова, термінова.

В мирний час відповідно до Закону України «Про страховий фонд документації» на всій території України проведений моніторинг наявності потенційно небезпечних об'єктів чи явищ, що можуть призвести до виникнення надзвичайних ситуацій. Оцінку обстановки можна попередньо проводити по карті місцевості району, де існує загроза або виникла надзвичайна ситуація. На підставі цих досліджень розроблені плани дій під час загрози або виникнення НС. В яких ґрунтовно описані можливі наслідки тої чи іншої надзвичайної ситуації та шляхи

її подолання - зменшення жертв, пошкоджень, руйнувань та інше.

Оцінка обстановки визначає: характер і об'єм руйнувань і пошкоджень, нанесені збитки і втрати; види аварійно-рятувальних робіт та можливий їх об'єм; радіаційну, хімічну, інженерну, пожежну та інші обстановки та їх вплив на виконання завдань; найбільш доцільні напрямки висування в введення сил ЦО в вогнище чи на територію ураження; місце розташування, стан і забезпеченість сил ЦО та їх можливості по виконанню завдань; вплив вторинних факторів ураження, погоди, пори року і доби, характер місцевості.

За результатами аналізу оцінки обстановки приймається рішення про ведення РіНР в осередках ураження чи на територія, яка потерпіла від НС.

Рішення на виконання завдань по локалізації та ліквідації наслідків НС включає: на що направлення основні зусилля сил та засобів; порядок ведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередку ураження чи події; організація зв'язку та управління підчас ведення РіНР; порядок взаємодії сил і засобів залучених на проведення робіт; час проведення РіНР.

Форми і методи оцінки обстановки при загрозі або виникненні надзвичайних ситуацій залежать в першу чергу від виду надзвичайної ситуації.

На місце загрози або виникнення НС терміново виїжджає мобільно-оперативна група у складі: спеціалістів з різних галузей. Метою роботи цієї групи на місці НС є: обстеження місця виникнення НС, характеру, об'ємів та пошкоджень НС; надання при необхідності першої медичної допомоги потерпілим; визначення попередніх обсягів втрат (площі території, яка постраждала); готує пропозиції щодо першочергових заходів та обсягів робіт по локалізації та ліквідації (мінімізації) наслідків НС; координує дії служб на місці НС.

Під обстановкою розуміють сукупність наслідків НС, що впливають на нормальну життєдіяльність, виробництво продукції та дії сил при локалізації та ліквідації наслідків НС.

Аналіз пожежної небезпеки і захисту технологічних процесів виробництв здійснюється поетапно. Він містить у собі вивчення технологій виробництв,

оцінку пожежонебезпечних властивостей речовин, виявлення можливих причин виникнення і запобіганню пожеж.

Під пожежною обстановкою розуміють сукупність наслідків впливу вражаючих факторів НС, у результаті яких виникають пожежі, які впливають на життєдіяльність людей.

Для оцінки пожежної обстановки необхідно провести такі заходи: визначити вид, масштаб і характер пожежі; провести аналіз впливу пожежі на стійкість окремих елементів і об'єкту в цілому, а також на життєдіяльність населення; вибрати найбільш доцільні дії пожежних підрозділів та формувань ЦО з локалізації і гасіння пожежі, евакуації при необхідності людей і матеріальних цінностей із зони пожежі.

Основна причина виникнення пожеж – необережне поводження з вогнем, порушення правил пожежної безпеки. Крім того, вони можуть виникнути в наслідок природних явищ (грозові розряди, землетруси, виверження вулканів, самозаймання торфу, підпал, вибух).

Межа вогнестійкості, вимірювана в годинах, визначається здатністю несучих конструкцій протистояти вогню без обвалювань, прогинів, тріщин, і отворів, через які проникають продукти горіння.

Вона становить для будинків:

- I ступеня вогнестійкості – понад 2 годин;
- II ступеня до 2 годин;
- III ступеня - 1,5 години;
- IV ступеня - 1 година.

За категоріями вибухонебезпечності будинки поділяють на п'ять категорій: категорії А і Б – вибухопожежонебезпечні, В, Г, Д – пожежонебезпечні.

Пожежа характеризується видом, масштабом або щільністю, розвитком і швидкістю поширення, тепловою радіацією, тривалістю горіння, температурою горіння, зоною задимлення. Види пожеж: окремі, масові, суцільні, вогневий шторм, лісові, степові, торф'яні, тління, горіння в завалах. Розвиток і швидкість поширення пожеж визначається ступенем вогнестійкості будинку, відстанню між

ними, щільністю забудови, метеоумовами і порою року.

Розвиток пожеж незалежно від їх розмірів і місця виникнення відбувається за однією загальною закономірністю і поділяється на три фази:

- I фаза – поширення полум'я від початкового горіння до охоплення великої частини горючих матеріалів. Ця фаза характеризується спочатку порівняно невеликою температурою і швидкістю поширення вогню, тому пожежа може бути ліквідована у перші 15-20 хвилин за короткий час обмеженими засобами. Тривалість фази до 2 годин в залежності від вогнестійкості будинків.;

- II фаза – стале горіння до моменту обвалення конструкцій, тривалість від 1 до 4 годин;

- III фаза – вигорання матеріалів завалених конструкцій при невеликих швидкостях горіння і теплової радіації, тривалість від 2 до 5 годин.

Залежно від масштабів пожеж застосовують то чи іншу тактику ведення боротьби з ним, та залучають відповідні сили і засоби. Це може бути окрема тема для вивчення.

Отже, оцінка обстановки при виникненні надзвичайних ситуацій потребує значних об'ємів знань умінь і навичок, досвіду проведення рятувальних та інших невідкладних робіт в осередках ураження.

4.2.4 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта

Одне з основних завдань в області цивільного захисту ЦЗ - проведення заходів, спрямованих на підвищення стійкості роботи об'єктів в умовах надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу. Під стійкістю функціонування будівельного об'єкта розуміють здатність його в надзвичайних ситуацій виконувати покладену на нього функцію, а при отриманні слабких і середніх руйнувань або порушенні зв'язків з постачання, відновлювати виконання покладеної функції в мінімальні терміни.

Розглянутий об'єкт будівництва є нестійким до дії ударних хвиль, тому що розглянуті мною безкаркасні арочні ангари мають невелику товщину стінки і

власну вагу, що не забезпечує належної стійкості будівлі, отже, необхідно розробляти низку заходів щодо підвищення його стійкості.

Для цього необхідно зробити наступне:

1. Підвищити стійкість промислової споруди шляхом встановлення більш міцного металевого каркасу, встановлення більш міцних рам для дверей і вікон, зменшення прольоту несучих конструкцій, а також зміцнення стін будівлі більш міцними матеріалами.

2. Для підвищення стійкості кранів та кранового обладнання до впливу ударної хвилі доцільно забезпечити їх жорстку фіксацію на міцному фундаменті, розташовувати устаткування за міцними елементами будівлі і споруд на ймовірному напрямку дії ударної хвилі, забезпечити додаткові точки фіксації і кріплення. Також необхідно встановлювати контрфорси, що підвищують стійкість обладнання до дії швидкісного напору ударної хвилі.

3. Для підвищення стійкості кабельних наземних ліній слід помістити їх під землю, також можливе їх зміцнення за рахунок укладання їх всередину, а також за рахунок застосування броньованих кабелів.

4.2.5 Висновки до підрозділу 4.2

У пункті 4.2 кваліфікаційної роботи розглянуто питання забезпечення безпеки багатофункціонального висотного комплексу в умовах надзвичайних ситуацій, зокрема при дії ударної хвилі. Актуальність даного питання зумовлена сучасними вимогами до проєктування об'єктів підвищеного рівня відповідальності, які повинні зберігати несучу здатність та забезпечувати захист людей навіть за екстремальних впливів.

У процесі дослідження встановлено, що висотні будівлі через значну масу, поверховість і складну просторову роботу конструктивної системи є чутливими до дії імпульсних навантажень, які виникають під час вибухів або техногенних аварій. У зв'язку з цим забезпечення стійкості споруд подвійного призначення в

надзвичайних ситуаціях є одним із ключових завдань сучасного проєктування.

У роботі проаналізовано характер дії ударної хвилі на конструкції будівлі та визначено основні фактори, що впливають на її стійкість: міцність і жорсткість несучих елементів, просторову взаємодію каркаса, наявність ядра жорсткості та аутригерних поверхів. Показано, що каркасно-стовбурова система з монолітним залізобетонним ядром жорсткості забезпечує ефективний перерозподіл зусиль і підвищує загальну стійкість споруди.

Особливу увагу в пункті 4.2 приділено аналізу ролі залізобетонних конструкцій у забезпеченні вибухостійкості будівлі. Встановлено, що монолітні елементи мають підвищену здатність до сприйняття динамічних навантажень та локальних пошкоджень без розвитку прогресуючого руйнування. Це є важливим чинником для збереження цілісності будівлі та мінімізації наслідків надзвичайних ситуацій.

Розглянуто також планувальні рішення, які сприяють підвищенню рівня безпеки, зокрема наявність евакуаційних шляхів, перехідних мостів між вежами та технічних поверхів, що можуть використовуватися як елементи просторового підсилення. Запропоновані рішення дозволяють забезпечити альтернативні маршрути евакуації та підвищити шанси на безпечне залишення будівлі у разі виникнення надзвичайної ситуації.

У результаті виконаного аналізу зроблено висновок, що прийняті конструктивні та планувальні рішення відповідають вимогам чинних нормативних документів щодо безпеки в надзвичайних ситуаціях та забезпечують достатній рівень стійкості споруди при дії ударної хвилі. Запропонований підхід до проєктування дозволяє поєднати вимоги експлуатаційної ефективності та підвищеної безпеки, що є особливо важливим для багатофункціональних висотних комплексів у сучасних умовах.

4.3 Висновки до розділу 4 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»

У четвертому розділі кваліфікаційної роботи здійснено всебічний аналіз

питань охорони праці та забезпечення безпеки в надзвичайних ситуаціях, що набувають особливої актуальності в умовах воєнного стану. Сучасні безпекові виклики, зумовлені зростанням імовірності воєнних, техногенних і комбінованих загроз, вимагають переосмислення традиційних підходів до проєктування, будівництва та експлуатації висотних багатофункціональних будівель із позицій підвищеної стійкості, адаптивності та готовності до дії екстремальних навантажень. За таких умов безпека розглядається не як додатковий розділ проєкту, а як базовий принцип формування архітектурно-конструктивних і організаційних рішень.

У контексті охорони праці доведено, що в умовах воєнного стану ризики виробничого травматизму зростають не лише через складність і багатостадійність будівельно-монтажних робіт, але й унаслідок можливих перерв у виробничому процесі, аварійного знеструмлення, порушення логістичних ланцюгів, а також підвищеного психологічного навантаження на персонал. Додатковим фактором ризику є необхідність оперативного реагування на сигнали цивільного захисту, що потребує чітко регламентованих алгоритмів дій і високого рівня підготовленості працівників. У зв'язку з цим охорона праці в роботі розглядається як динамічна система управління ризиками, здатна адаптуватися до змінних зовнішніх умов і забезпечувати безперервність контролю безпеки.

Запропоновані в роботі організаційні заходи з охорони праці логічно доповнені елементами цивільної безпеки. До них належать інформування працівників щодо порядку дій під час повітряних тривог, організація безпечних маршрутів переміщення до укриттів, визначення відповідальних осіб за координацію дій персоналу, а також регламентація зупинки небезпечних технологічних процесів у разі виникнення загроз. Такий комплексний підхід сприяє зниженню ймовірності паніки, дезорганізації робіт і виникнення вторинних травмувань у надзвичайних умовах.

Особливу роль у забезпеченні безпеки відіграють технічні заходи, які в умовах воєнного стану виконують не лише захисну, а й резервну та компенсаційну функцію. Використання автономних джерел освітлення,

дублювання систем зв'язку, підвищені вимоги до надійності тимчасових конструкцій, огорожень і монтажного обладнання дозволяють підтримувати мінімально необхідний рівень безпеки навіть у разі часткового порушення штатного режиму функціонування будівельного майданчика. Таким чином, система охорони праці інтегрується в загальну систему управління техногенними та воєнними ризиками.

У частині, присвяченій безпеці в надзвичайних ситуаціях, особливий акцент зроблено на впливі вибухових навантажень та ударних хвиль, які є характерними для умов воєнних дій. Аналіз конструктивної схеми будівлі показав, що застосування каркасно-стовбурової системи з монолітним залізобетонним ядром жорсткості та аутригерними поверхами забезпечує підвищену здатність конструкції до сприйняття динамічних впливів і локальних пошкоджень без втрати загальної просторової стійкості. Це є ключовим чинником запобігання прогресуючому руйнуванню, яке становить найбільшу загрозу для людей у висотних будівлях.

В умовах воєнного стану особливого значення набуває функціональна трансформаційність будівель. У роботі обґрунтовано доцільність розгляду проєктованого комплексу як потенційної споруди подвійного призначення, здатної виконувати не лише адміністративно-громадські функції, але й забезпечувати тимчасовий захист людей. Планувальні рішення, наявність технічних і аутригерних поверхів, міжвежевих переходів та розвиненої системи евакуаційних шляхів створюють передумови для підвищення рівня цивільного захисту населення та ефективної організації евакуаційних заходів.

Крім того, у роботі наголошено на важливості врахування психологічного та соціального аспекту безпеки. Забезпечення зрозумілої логіки евакуації, доступності інформації, прогнозованої та стабільної поведінки будівлі під час надзвичайних ситуацій підвищує рівень довіри користувачів до споруди та зменшує ризик хаотичних дій. У цьому контексті інженерні рішення з безпеки мають не лише технічне, а й виразне соціальне значення.

Узагальнюючи результати розділу 4, можна стверджувати, що

запропоновані заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях відповідають сучасним вимогам до проєктування висотних багатофункціональних комплексів у складних безпекових умовах. Вони є нормативно обґрунтованими, технічно доцільними та адаптованими до реалій воєнного стану. Реалізація таких рішень підвищує рівень захищеності людей, забезпечує стійкість будівлі до екстремальних впливів і підтверджує актуальність комплексного підходу до безпеки в сучасній інженерній практиці.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У межах виконання кваліфікаційної роботи було розроблено та обґрунтовано проєкт адміністративного комплексу з урахуванням сучасних архітектурних, конструктивних, інженерних та безпекових вимог. Робота виконувалась комплексно та послідовно, що дозволило охопити всі основні етапи проєктування будівель підвищеного рівня відповідальності.

За результатами розділу 1 «Архітектурно-будівельний» встановлено, що запропоновані об'ємно-планувальні та архітектурно-художні рішення є функціонально доцільними, композиційно цілісними та такими, що відповідають діючим нормативним документам. Раціональне зонування стилобатної частини, підземного паркінгу та висотних веж забезпечує зручність експлуатації, ефективні людські потоки та нормативні шляхи евакуації. Архітектурний образ комплексу сформований з урахуванням сучасних тенденцій урбаністики та гармонійно інтегрується в існуючу міську забудову. Значну увагу приділено акустичному захисту приміщень, декоративно-художньому та колірному оздобленню інтер'єрів, що в сукупності формує сприятливе середовище для праці й відвідування об'єкта.

В розділі 2 виконано детальний інженерний аналіз несучої системи будівлі. Обґрунтовано вибір каркасно-стовбурової конструктивної схеми з монолітним ядром жорсткості та аутригерним поверхом, що забезпечує необхідну просторову жорсткість і стійкість висотної споруди. Збір і комбінація навантажень виконані відповідно до нормативних вимог, а розрахунок конструкцій здійснено з використанням програмного комплексу SCAD та LIRA. Отримані значення горизонтальних переміщень і прискорень не перевищують гранично допустимих, що підтверджує динамічну та експлуатаційну надійність будівлі. Проведено перевірочні розрахунки сталевих і сталезалізобетонних колон, вузлів сполучення, закладних деталей, що доводить достатню несучу здатність і стійкість елементів. На основі інженерно-геологічних умов виконано варіантне проєктування фундаментів, за результатами якого обґрунтовано доцільність застосування

пальово-плитного фундаменту з буронабивними палями, що забезпечує надійне передавання навантажень на скельну основу.

В розділі 3 проведено порівняльний аналіз різних варіантів конструктивних схем (зв'язковий та комбінований каркаси) для центральної та східної веж. Виконано оцінку витрат бетону, арматури та металу, а також загальної маси будівель для кожного варіанту, виходячи з міцнісних розрахунків. Отримані результати дозволили встановити суттєвий вплив типу каркаса на матеріаломісткість та конструктивну ефективність. Порівняння показало, що комбінований каркас у ряді випадків є більш раціональним з точки зору зменшення маси будівлі та оптимізації витрат матеріалів при збереженні необхідних показників міцності й жорсткості. На основі багатокритеріального аналізу обрано раціональний варіант конструктивного рішення, який може бути рекомендований для практичного застосування у проєктуванні висотних громадських будівель.

За результатами розділу 4 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» визначено комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення безпечних умов праці під час будівництва та експлуатації об'єкта. Розглянуто питання стійкості споруди в умовах надзвичайних ситуацій, зокрема при дії ударної хвилі, що підтверджує відповідність проєктних рішень вимогам цивільного захисту.

Кваліфікаційна робота є завершеним дослідженням, у якому поєднано проєктні, розрахункові та науково-дослідні підходи. Поставлені мета та завдання досягнуті в повному обсязі. Отримані результати мають практичну цінність і можуть бути використані при подальшому проєктуванні та оптимізації висотних багатофункціональних комплексів. Робота демонструє сформовані професійні компетентності студентів у сфері архітектурно-будівельного проєктування, розрахунку несучих конструкцій і аналізу інженерних рішень.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров’я України, 1996. 46 с.
5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва
11. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"
12. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
14. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
15. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
16. Ковальчук, Ярослав Олексійович, Наталія Ярославівна Шингера, and Ярослав Леонідович Швед. "Дослідження деформаційної поведінки зварної будівельної ферми при температурному впливі." Матеріали VI Міжнародної студентської науково-технічної конференції „Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання “ (2023): 261-262.
17. Ясній, В. П.; Будз, в. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій, 2023, 1.36: 105-114.
18. Ясній, П. В., Михайлишин, М. С., Пиндус, Ю. І., & Гудь, М. І. (2019). Розрахунок власних коливань циліндричних оболонок із алюмінієвого сплаву. Фізико-хімічна механіка матеріалів, (55, № 4), 42-46.
19. ТКАЧЕНКО, М. І.; ВАСЮРИНА, Д. Д.; КРАМАР, Галина Михайлівна. Моделювання роботи просторових будівельних конструкцій. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “, 2023, 71-71.
20. Shved, Y., Kovalchuk, Y., Bodrova, L., Kramar, H., & Shynhera, N. (2022). Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles. *Procedia Structural Integrity*, 36, 10-16.
21. Mykhailo, Hud. "Analysis of the influence of horizontal ties on the buckling of the bottom of a floating pool." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 617-621.
22. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд

України, 2010. 112 с.

23. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

24. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

25. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

26. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

27. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

28. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

29. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “ (2022): 93-94.

30. Луців, М. В., et al. "Конструктивні особливості рамно каркасних промислових будівель." Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “ (2023): 101-101.

31. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.

32. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.

33. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.