

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.

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Коретчуку Сергію Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Проект офісної будівлі з моделюванням роботи каркасу»

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 14 » 11 2025 року № 4/7-974

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Вступ; Розділ 1 Архітектурно-будівельний розділ; Розділ 2 Розрахунково-конструктивний розділ; Розділ 3 Науково-дослідний; Розділ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях; Висновки

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	Розділ 1 Архітектурно-будівельний розділ		
2	Розділ 2 Розрахунково-конструктивний розділ		
3	Розділ 3 Науково-дослідний		
4	Розділ 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5	Висновки		

Студент

_____ (підпис)

Коретчук С. В.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Ігнат'єва В. Б.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	7
1.1 Об'ємно-планувальне рішення	7
1.1.1 Розрахунок санітарно-побутових приміщень	8
1.2 Архітектурно-конструктивне рішення	9
1.3 Пожежна безпека	11
1.4 Техніко-економічні показники	13
1.5 Висновки до розділу 1	13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	15
2.1 Конструктивні рішення у будівлі	15
2.2 Збір навантажень на будівлю і деформаційні в у схеми	16
2.3 Схема деформації від сумарної комбінації навантажень	21
2.4 Перевірка перетину колони 1 поверху (вісь 1)	22
2.5 Перевірка перерізів балок	25
2.6 Конструювання вузлів	26
2.7 Загальна оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика	31
2.8 Проектування фундаментів мілкового закладання	32
2.9 Проектування пальового фундаменту	40
2.10 Висновки до розділу 2	53
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	54
3.1 Навантаження, що діють на колони і перекриття, передаються на фундамент	59
3.2 Висновки до розділу 3	62
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	64
4.1 Охорона праці	64
4.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві	64
4.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу будівельних конструкцій	65

4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1	68
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	69
4.2.1 Заходи при землетрусі	69
4.2.2 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта.....	69
4.2.4 Висновки до підрозділу 4.2	70
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	72
БІБЛОГРАФІЯ.....	73

ВСТУП

Сучасний розвиток ділової та адміністративної інфраструктури великих міст супроводжується зростанням потреб у висотних громадських будівлях, здатних забезпечити раціональне використання обмежених міських територій, формування сучасного архітектурного образу та концентрацію значних обсягів офісних площ. У цьому контексті висотні офісні будівлі набувають особливого значення як функціональні та композиційні домінанти міської забудови.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю застосування сучасних інженерних підходів до проєктування висотних офісних будівель з урахуванням підвищеного рівня відповідальності таких об'єктів. Поєднання сталевого каркаса з монолітним залізобетонним ядром жорсткості є одним із найбільш ефективних рішень для висотних споруд, оскільки дозволяє забезпечити необхідну просторову жорсткість, зменшити масу конструкцій і підвищити стійкість будівлі до дії навантажень. Додаткову складність проєктуванню надає влаштування на покрівлі будівлі оглядового та вертолїтного майданчиків, що зумовлює виникнення спеціальних експлуатаційних і динамічних навантажень. Застосування методу скінченних елементів і сучасних програмних комплексів для чисельного аналізу дозволяє достовірно оцінити напружено-деформований стан конструкцій.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Кваліфікаційна робота виконана відповідно до науково-освітніх напрямів кафедри будівельної механіки та спрямована на вирішення актуальних завдань проєктування висотних громадських будівель.

Метою кваліфікаційної роботи є проєктування 20-поверхової офісної будівлі з металевим каркасом і монолітним ядром жорсткості та обґрунтування архітектурно-будівельних і конструктивних рішень на основі інженерних розрахунків і чисельного моделювання.

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

- розробити об’ємно-планувальні та архітектурно-будівельні рішення висотної офісної будівлі;
- обґрунтувати вибір конструктивної системи сталевих каркаса з монолітним ядром жорсткості;
- визначити та зібрати постійні, тимчасові й особливі навантаження, зокрема вітрові, снігові та навантаження від гвинтокрила;
- виконати просторове моделювання будівлі методом скінченних;
- дослідити напружено-деформований стан елементів каркаса, ядра жорсткості та перекриттів;
- виконати перевірку міцності, жорсткості та стійкості колон, балок і зв’язкових елементів;
- запроєктувати та порівняти варіанти фундаментів мілкого закладання і пальових фундаментів;
- розробити заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Об’єктом дослідження є висотна офісна будівля громадського призначення.

Предметом дослідження є робота несучих конструкцій сталевих-залізобетонної каркасної системи висотної будівлі під дією розрахункових навантажень.

Методи дослідження. У роботі застосовано нормативні методи проєктування будівельних конструкцій, метод скінченних елементів, чисельне моделювання в програмному комплексі SCAD, а також методи інженерного та варіантного аналізу.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання прийнятих конструктивних рішень і методики розрахунку при проєктуванні висотних офісних будівель з підвищеним рівнем відповідальності.

Ключові слова: висотна будівля, офісна будівля, металевий каркас, ядро жорсткості, вертолiтний майданчик, пальовий фундамент, метод скінченних елементів.

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля в плані описує форму кола $d = 50$ м.

Зовнішній і внутрішній вигляд будівлі обумовлений її функціональним призначенням – громадська будівля з вільним плануванням приміщень навколо ядра жорсткості:

Висота цокольного поверху і перших 20-ти поверхів по 5 м, висота вертолітного майданчика – 3 м.

Зв'язок між поверхами забезпечується по закритих пожежних сходах з аварійним освітленням. Будівля оснащена 4 ліфтами, 2 з яких є вантажними.

На відмітці +100,200 розміщений майданчик для обслуговування ліфтів. Машинне відділення ліфта знаходиться на цокольному поверсі на відмітці -5,000, щоб уникнути пошкодження ліфта при непередбачуваних обставинах на вертолітному майданчику. Доступ на оглядовий майданчик забезпечується двома внутрішніми закритими сходами.

Парадні входи в будівлю розташовані з двох боків. З кожного боку є дві обертові і двоє розпашних дверей.

Для використання вертолітного майданчика на відмітці +103,300 передбачені дві металеві сходинок з поручнями, що встановлюються на протилежних сторонах вертолітного майданчика. Ширина проходу по сходах за пожежними нормами 1,2 метра в світлі. По периметру встановлюється захисна металева огорожа, яка представляє собою горизонтальні кронштейни з квадратної труби і горизонтально розташовану металеву сітку шириною 1,5 м. Розмір вертолітного майданчика в плані, з урахуванням сітки огорожі, становить 23 м.

Проектні рішення будівлі, що забезпечують доступ для груп населення з обмеженими можливостями пересування, рівні умови життєдіяльності з іншими категоріями населення, прийняті відповідно до [13].

Основні архітектурно-планувальні рішення прийняті виходячи з

функціональних зв'язків і технологічних компоновок обладнання. При цьому враховуються зручності експлуатації, ремонту, будівництва і монтажу, питання пожежної безпеки.

Об'ємно-планувальне рішення виконано з урахуванням протипожежних вимог [11]. Планувальними рішеннями в будівлі передбачені вестибюль, приміщення під офіси, підсобні приміщення, суміщені санвузли, приміщення допоміжного призначення.

Приміщення під офіси.:

площа на один поверх – $1562,5 \text{ м}^2$;

загальна площа у всій будівлі – $32812,5 \text{ м}^2$.

вестибюль

Площа на один поверх – $254,8 \text{ м}^2$;

Загальна площа у всій будівлі – $5350,8 \text{ м}^2$. Приміщення допоміжного призначення 1 поверх надається під розміщення торгових площ і кафе, площею $1562,5 \text{ м}^2$.

1.1.1 Розрахунок санітарно-побутових приміщень

Оскільки будівля офісна, то визначимо максимальну кількість працівників на поверх. На одного працівника (з РК-монітором) відводиться $4,5 \text{ м}^2$.

Приймаємо 11 унітазів у жіночому та 11 унітазів у чоловічому санвузлах. На кожні 2 унітази передбачаємо 1 умивальник.

У всіх санвузлах розташовуємо по 6 умивальників. Площа санвузлів на одному поверсі – $62,64 \text{ м}^2$. Загальна площа санвузлів на будівлю – $1315,44 \text{ м}^2$.

Приміщення обслуговуючого та технічного призначення.

Кімната зберігання прибирального інвентарю – $22,24 \text{ м}^2$. Загальна площа на всю будівлю – $264,18 \text{ м}^2$.

Технічні та обслуговувальні приміщення знаходяться на 5, 10, 15 і 20-х поверхах.

1.2 Архітектурно-конструктивне рішення

Будівля кругла в осях 1-16 висотою 103,350 м.

Кожен поверх є просторовою багатозв'язною спорудою, що складається з металевих колон, балок, прогонів, зв'язків і залізобетонних елементів конструкцій, включених в просторову роботу каркаса.

Колони кріпляться до ростверків жорстко, з'єднання колон і головних балок - жорсткі.

Незмінність будівлі забезпечується жорсткими вузлами опори колон, жорстким з'єднанням колон і головних балок в єдину просторову конструкцію, за допомогою похилих зв'язків в площині покриття і спільною роботою з монолітним ядром жорсткості.

Колони до 10-го поверху запроектовані перетином 1420×10 мм з труб електрозварних прямошовних, з 11 по 20 поверх перетином 820×10 мм з труб електрозварних прямошовних.

Головні балки запроектовані з двотавра нормального (Б) 100Б1, другорядні балки - двотавр нормальний (Б) 80Б1.

Похилі зв'язки - труби електрозварні прямошовні 630×8 мм.

Фундамент будівлі запроектований у вигляді стовпчастих монолітних залізобетонних плит на палях. Це дозволяє рівномірно розподіляти навантаження на пружну основу.

Вибір конструктивних рішень несучих і огорожувальних конструкцій зроблений відповідно до прийнятих об'ємно-планувальними рішеннями і урахуванням технологічних вимог.

Конструкція підлог.

Підлоги в офісних і торгових приміщеннях виконані з керамічної плитки класу на цементно-піщаній стяжці по ухилу. На в у залізобетонне перекриття наклеєна гідроізоляція (2 шари) із заведенням на стіни не менше ніж на 200 мм.

Підлоги приміщень евакуаційних коридорів, інженерних приміщень і приміщень прибирального інвентарю виконані з керамічної плитки.

Підлоги санвузлів оброблені керамічною плиткою.

Конструкція експлуатованої покрівлі.

Товщина залізобетонної плити покриття – 200 мм.

Експлуатована покрівля з тротуарною плиткою, укладеною по дрібному гравію. По поверхні гідроізоляційного матеріалу укладається шар голкопробивного геотекстилю з вагою 350-400 г/м². По геотекстилю насипається шар гравію фракцією 5-20. Товщина шару гравію повинна бути не менше 50 мм. При великих товщинах гравійного шару в нього укладають додаткові шари геотекстилю, для запобігання зміщення тротуарної плитки при експлуатації.

Для водовідведення застосовуються звичайні однорівневі воронки, що встановлюються в шар гідроізоляції. Воронка може бути засипана шаром гравію і закрита зверху тротуарною плиткою.

Вертолітний майданчик

Для облаштування вертолітного майданчика використовується напилюване металізаційне фрикційне металеве покриття. Таке покриття для вертолітного майданчика надає шорсткість його поверхні, забезпечуючи їй протиковзкий ефект.

Конструкція стель

Стелі в офісних і торгових залах – підвісні.

Стелі в приміщеннях ядра жорсткості виконані з вогнетривких матеріалів шпаклівки, ґрунтовки та фарби.

Конструкція перегородок

Перегородки в санвузлах і приміщеннях зберігання прибирального інвентарю, розташованих в ядрі жорсткості, виконані з сендвіч-панелей товщиною 150 мм і наповнювачем з піноуретану.

Оздоблення стін

На зовнішню і внутрішню сторону стін ядра жорсткості нанесена шпаклівка, ґрунтовка і фарба.

Стіни санвузлів оздоблені керамічною плиткою на висоту 2 м.

Стіни евакуаційних коридорів і сходових кліток оброблені вогнетривкими

матеріалами: шпаклівкою, ґрунтовкою і пофарбовані фарбою.

Приміщення для зберігання прибирального інвентарю оздоблені керамічною плиткою.

Фасад будівлі

Кольорове рішення фасаду виконано з урахуванням фірмових кольорів замовника.

В якості огорожувальних конструкцій будівлі використовується фасадне скління з п'ятикамерного склопакета індивідуального виготовлення.

Кріплення скління виконується у вигляді ригельно-стійкової системи. Покрівля – Н 57-750-0,8 RAL7016/RAL9002 (темно-сірий/сіро-білий).

Зовнішні двері – 2 види: пластикові розпашні та обертові скляні двері.

1.3 Пожежна безпека

Будівля І ступеня вогнестійкості.

Для евакуації людей передбачені 2 незадимлювані сходи типу. Відповідно до ступеня вогнестійкості передбачено вогнезахист будівельних конструкцій:

- металеві колони пофарбовані вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R120.
- металеві головні та другорядні балки пофарбовані в у вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R120.
- металеві похилі зв'язкові елементи пофарбовані вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R30.
- сходи 1-го типу внутрішні стіни пофарбувати вогнезахисним складом до межі вогнестійкості REI120, марші та майданчики сходів пофарбовані вогнезахисним складом до межі вогнестійкості R60.

Всі двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі, обладнані приладами для самозакривання та вогнетривкими ущільнювачами в притворах.

Висота евакуаційних виходів у світлі виконана не менше 2,1 м, ширина

виходів у світлі - не менше 1,6 м.

Ширина виходів із сходових кліток виконана 1,6 м. Ухил сходів на шляхах евакуації не перевищує 1:1.

Поверхні стін ліфтових шахт, що виходять в ліфтові холи, на всю висоту оштукатурюються перлітовою штукатуркою середньої щільності 500кг/м³ товщиною не менше 25 мм по арматурній сітці.

Двері шахт ліфтів для пасажирів мають межу вогнестійкості EI 60.

Двері у вестибюлі – протипожежні, засклені загартованим армованим склом.

Загальна площа отворів у протипожежних перешкодах, крім огорож ліфтових шахт, не перевищує 25% їх площі.

Для видалення диму під час пожежі з поверхових коридорів передбачена шахта димовидалення, обладнана клапанами з автоматичним відкриванням.

Незадимлюваність шахт ліфтів і ліфтових холів забезпечується підпором повітря зверху.

В оздобленні будівлі застосовуються тільки негорючі матеріали.

Вихід на покрівлю здійснюється через 2 евакуаційні сходи. На даху передбачено майданчик розміром в плані 5,0×5,0 м для транспортно-рятувальної кабіни пожежного гелікоптера. Периметр майданчика виділений жовтою смугою шириною 0,3 м. Парапети даху мають висоту 1,5 м від верху покрівельного покриття.

Офісна будівля забезпечена всіма інженерними комунікаціями від внутрішньоквартальних мереж і споруд.

Евакуація з поверхів відповідно до [12] здійснюється по двох незадимлюваних евакуаційних сходах типу Н1. Огороджувальними стінами коридорів і вестибюлів є несучі конструкції з монолітного бетону товщиною 300 мм з межею вогнестійкості EJ 150.

Хол вестибюля є безпечною зоною і служить відстійником для евакуації маломобільних груп населення з поверхів. Ліфтові шахти виконані з монолітного бетону товщиною 300 мм з межею вогнестійкості EJ 150, ліфти з підпором

повітря в протипожежному виконанні. Два з них для підйому пожежних підрозділів.

Евакуаційний вихід на сходи Н1 проходить через вестибюль. У зв'язку з цим стіни штукатуряться перліновою штукатуркою на всю висоту, двері ліфтів встановлюються протипожежні з граничною вогнестійкістю EJ 60. Двері вестибюлів протипожежні (EJ 60) обладнані приладами для самозакривання, вогнетривкими з ущільнювачами в притворах, з відкриванням по ходу евакуації.

1.4 Техніко-економічні показники

1. Будівельний об'єм – $196785,55 \text{ м}^3$; в т.ч. підземної частини - $9812,50 \text{ м}^3$;
2. Площа забудови – $2257,90 \text{ м}^2$; у т.ч. офісної будівлі – $1962,50 \text{ м}^2$;
3. Площа офісної будівлі – $41212,50 \text{ м}^2$;
4. Площа технічного поверху – $1962,50 \text{ м}^2$;
5. Поверховість будівлі – 20 поверхів;
6. Позначка верху максимальна + 103,350.

1.5 Висновки до розділу 1

У першому розділі кваліфікаційної роботи розглянуто та обґрунтовано основні архітектурно-будівельні рішення проєкту 20-поверхового офісного бізнес-центру з круглою формою в плані. Прийнята об'ємно-планувальна схема будівлі з центральним ядром жорсткості забезпечує раціональну організацію внутрішнього простору, гнучкість планування офісних приміщень та ефективне використання корисної площі.

Функціональне зонування будівлі виконано з урахуванням вимог до громадських і офісних споруд, що дозволило забезпечити зручні зв'язки між основними, допоміжними та технічними приміщеннями. Розрахунок санітарно-побутових приміщень виконано відповідно до нормативних показників чисельності персоналу, що гарантує належні умови праці та експлуатаційний

комфорт.

Архітектурно-конструктивні рішення будівлі базуються на поєднанні металевого каркаса з монолітним залізобетонним ядром жорсткості, що забезпечує просторову незмінність, високу жорсткість і надійність споруди. Обґрунтовано вибір огорожувальних конструкцій, конструкцій підлог, покрівлі, фасадного скління та внутрішнього оздоблення з урахуванням функціонального призначення приміщень.

Значну увагу в розділі приділено питанням пожежної безпеки. Передбачені конструктивні та планувальні заходи відповідають вимогам I ступеня вогнестійкості, забезпечують ефективну евакуацію людей, захист несучих конструкцій від впливу вогню та створення безпечних зон. Таким чином, архітектурно-будівельні рішення є функціонально доцільними, нормативно обґрунтованими та придатними для практичної реалізації.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Конструктивні рішення у будівлі

Будівництво 20-поверхового бізнес-центру з металевого каркаса з монолітним залізобетонним ядром жорсткості. Конструктивна система будівлі – сталевий каркас у вигляді рамно-зв'язкової системи з монолітним ядром жорсткості, будівля кругла в плані.

Таблиця 2.1 – Характеристика основних конструкцій будівлі

Конструкції	Характеристика
Фундаменти	Фундамент пальовий
Ядро жорсткості	Стіни та перегородки виконані товщиною 300 мм
Перекрыття	Плити перекрыття прийняті залізобетонні монолітні товщиною 200
Сходові марші	Збірні залізобетонні марші
Покрівля	Дах – плоский, з оглядовим і вертолiтним майданчиками. Покрівля – рулонна 4-шарова
Двері/вікна	Дверні прорізи прийняті висотою 2,5 м. Вікна – вітражне скління
Колони	Верхні: Труби електрозварні прямошовні 820×10 Нижні: Труби електрозварні прямошовні 1429×10
Головні балки	Двотавр нормальний (Б) 100Б1
Другорядні балки	Двотавр нормальний (Б) 80Б1
Похилі елементи	Труби електрозварні прямошовні 630×8

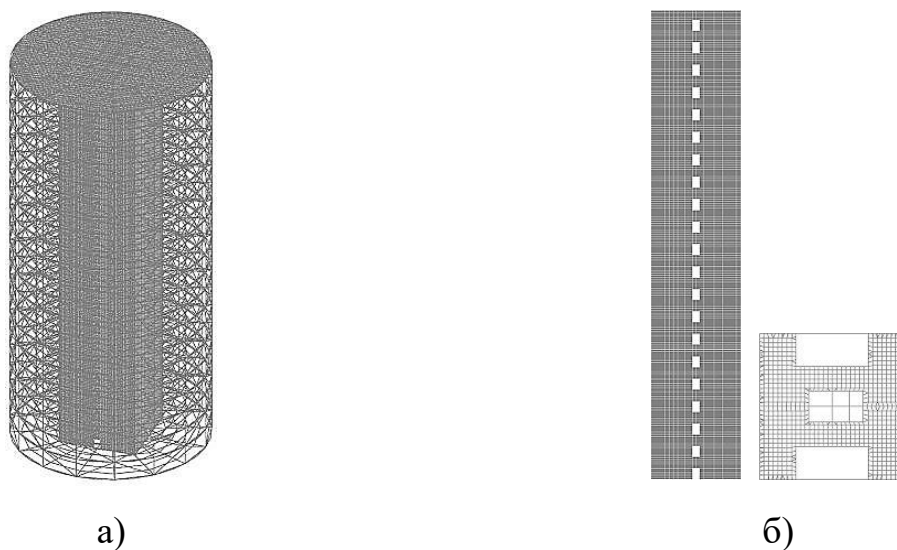
Монолітне ядро жорсткості:

- стіни з бетону В25 товщиною 300 мм.
- перекрыття з бетону В25 товщиною 200 мм.

Ліфтові шахти та сходові клітки розташовані в ядрі жорсткості на всю висоту будівлі. На даху будівлі передбачені оглядовий та вертолiтний майданчики.

- фундамент – пальовий;
- перегородки – гіпсокартонні панелі ($\delta=80\text{мм}$);
- покрівля – плоска;
- фасад будівлі – вітражне скління ромбоподібної форми.

Розрахункова схема будівлі: 20-поверхова будівля висотою 100 м має жорстке затискання в підвальній частині будівлі. Розрахункова схема зображена на рисунках 2.1, 2.2. Всі вузли в будівлі жорсткі.



а) розрахункова схема будівлі; б) схема ядра жорсткості.

Рисунок 2.1 – Розрахункові схеми

2.2 Збір навантажень на будівлю і деформаційні в у схеми

Розглянемо навантаження і деформаційні схеми на прикладі фрагмента будівлі з чотирьох поверхів.

На будівлю діють кілька видів навантажень: постійні і тимчасові (короточасні, корисні і особливі). До постійних навантажень відносяться власна вага будівлі, власна вага перекриттів, вага перегородок. Тимчасові – це навантаження від людей, навантаження від гелікоптера, снігове і вітрове навантаження.

Постійні навантаження

1 – власна вага конструкцій задана автоматично в ПК «SCAD» (рис. 2.2).

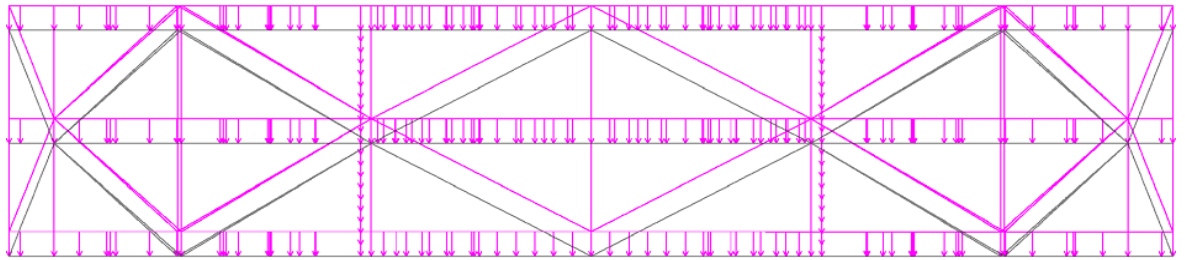


Рисунок 2.2 – Власна вага будівлі

2 – власна вага від перекриттів (рис 2.3). Оскільки перекриття не включені в роботу разом з несучими балками в будівлі, враховуємо перекриття – як розподілене навантаження на головні балки від власної ваги перекриттів.

$$q = h_n \cdot \rho \cdot S_{gp} \quad (2.1)$$

де h_n – висота перекриття (200 мм);

ρ – щільність бетону (2500 кг/м³);

S_{gp} – вантажна площа

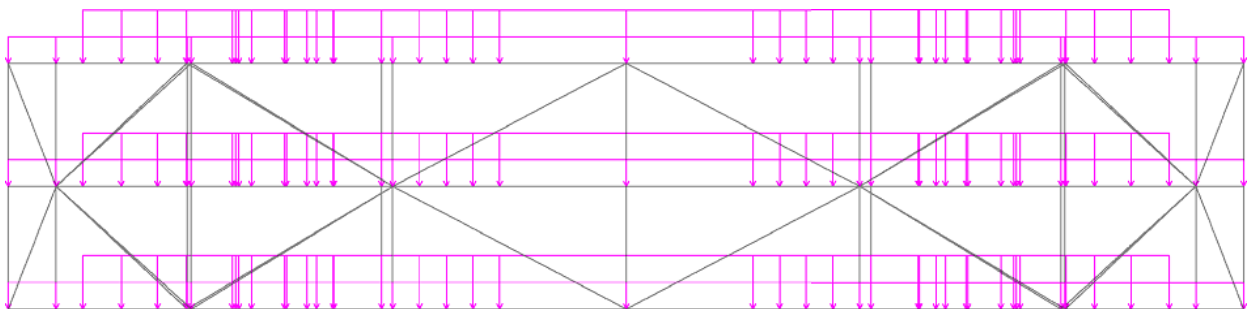


Рисунок 2.3 – Власна вага від перекриття

Тимчасові навантаження

1 – навантаження від людей, які перебувають у будівлі (рис. 2.4).

Враховуємо як розподілене навантаження на другорядні балки і як ь на плити перекриттів в ядрі жорсткості.

Для приміщень – 200 кгс/м²;

Для вестибюлів і сходових кліток – 300 кгс/м^2 .

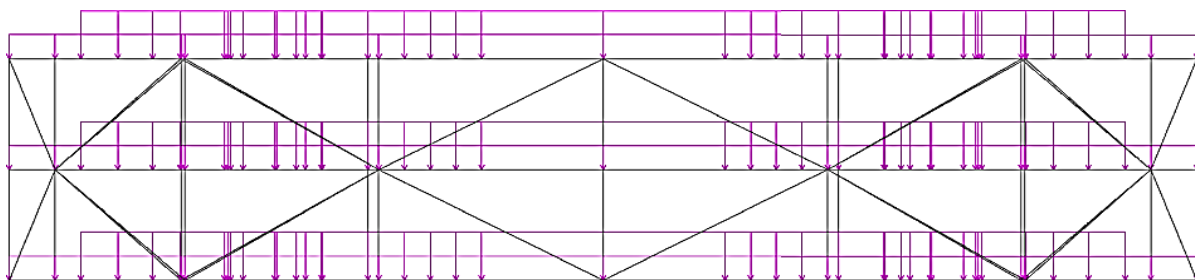


Рисунок 2.4 – Корисне навантаження від людей

2 – вітрове навантаження (рис. 2.5).

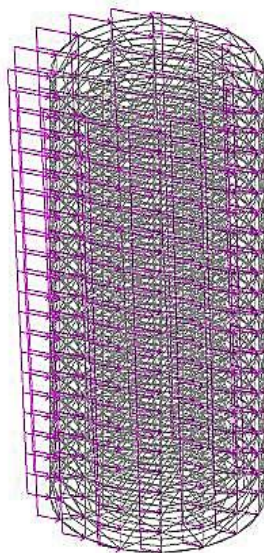


Рисунок 2.5 – Вітрове навантаження

3 – снігове навантаження (рис. 2.6).

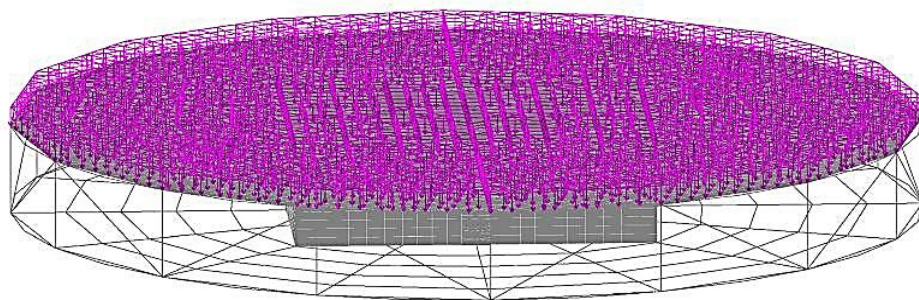


Рисунок 2.6 – Снігове навантаження

3 – Навантаження від гвинтокрила (рис. 2.7).

Навантаження прикладено в центр на площу даху будівлі 20×20 м, що відповідає габаритам транспортного гвинтокрила (рис. 2.8).

Розраховувалася від значення динамічної маси – 24 т.

$$24 : 18,0 : 2,5 = 0,53 \text{ т/м}^2$$

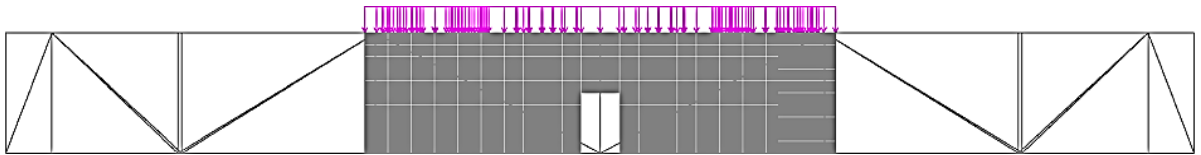


Рисунок 2.7 – Навантаження від гвинтокрила

Переміщення від власної ваги (рис. 2.8).

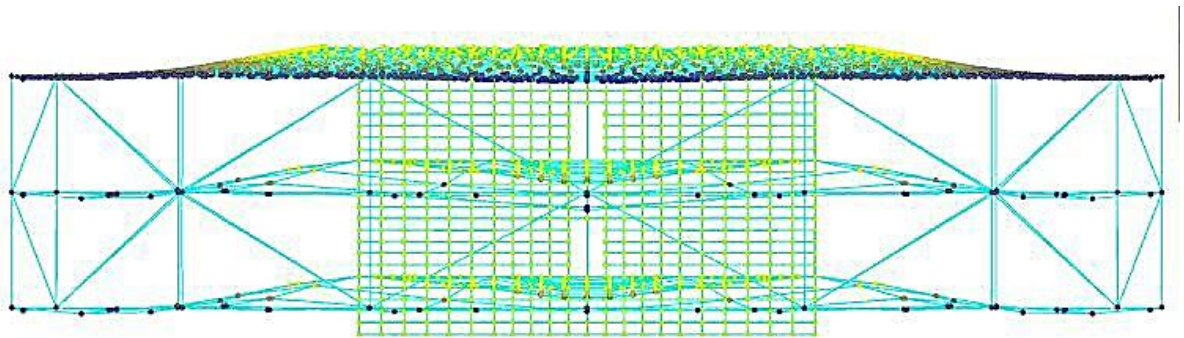


Рисунок 2.8 – Переміщення від власної ваги

Максимальне сумарне переміщення по осі z = 14,04 мм.

Переміщення від власної ваги перекриттів (рис. 2.9).

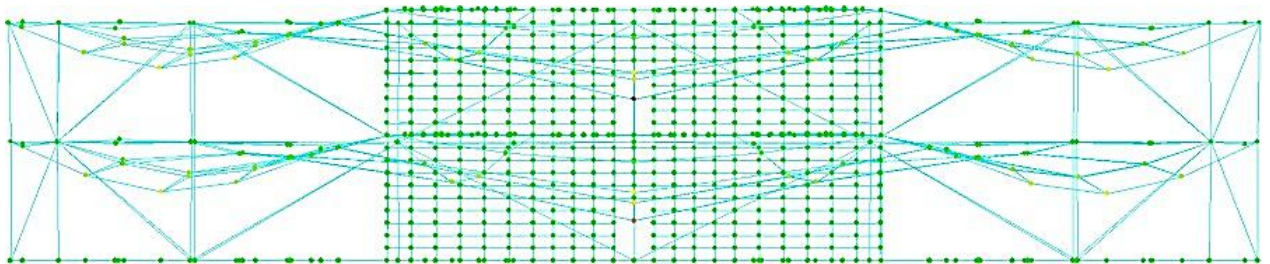


Рисунок 2.9 – Переміщення від власної ваги перекриття

Максимальне сумарне переміщення по осі $z = 27,11$ мм. Переміщення від корисного навантаження від людей (рис. 2.10)

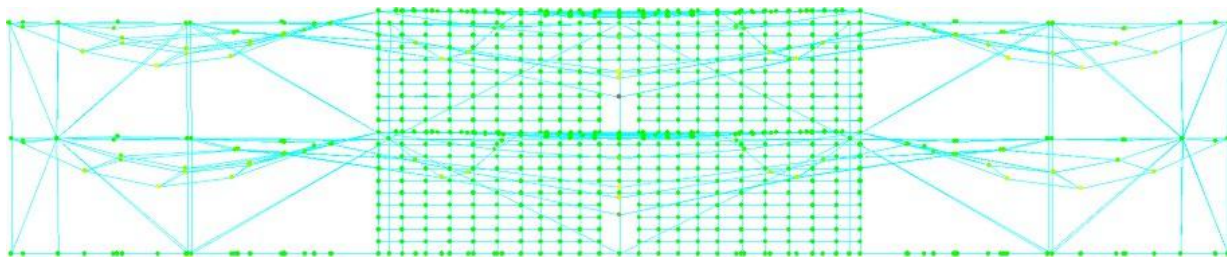


Рисунок 2.10 – Переміщення від корисного навантаження від людей

Максимальне сумарне переміщення по осі $z = 14,93$ мм. Переміщення від вітрового навантаження (рис. 2.11).

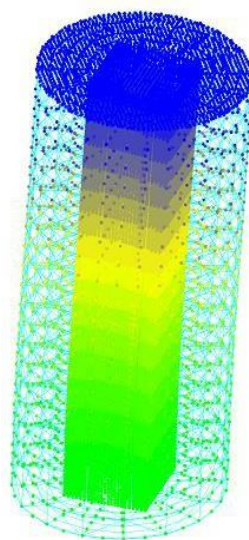


Рисунок 2.11 – Переміщення від вітрового навантаження

Максимальне сумарне переміщення по осі $x = 12,1$ мм. Переміщення від снігового навантаження (рис. 2.12).

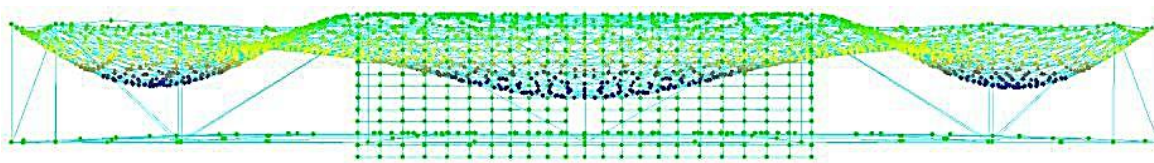


Рисунок 2.12 – Переміщення від снігового навантаження

Максимальне сумарне переміщення по осі $z = 4,85$ мм. Переміщення від навантаження від гвинтокрила (рис. 2.13).

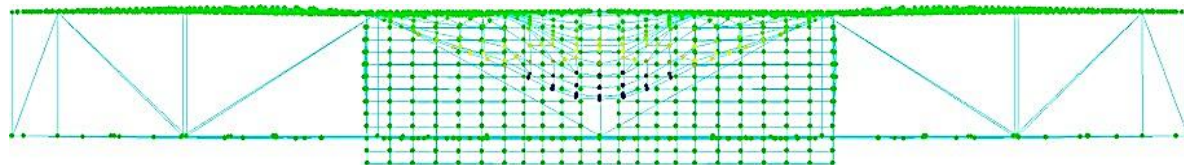


Рисунок 2.13 – Переміщення від навантаження від гвинтокрила

Максимальне сумарне переміщення по осі $z = 2,74$ мм.

2.3 Схема деформації від сумарної комбінації навантажень

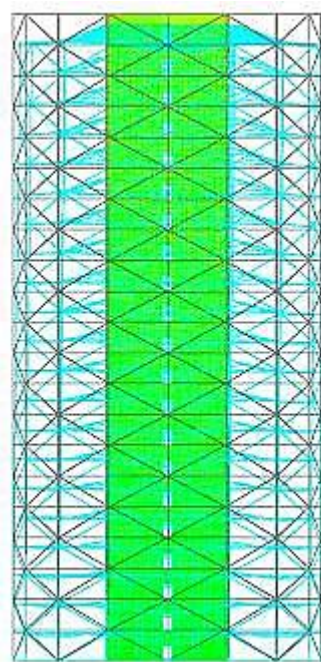


Рисунок 2.14 – Схема сумарних переміщень від комбінації навантажень

Максимальне сумарне переміщення = 78,71 мм.

Максимальні зусилля від розрахункових навантажень виникають у нижній частині будівлі і в колоні вони дорівнюють -969,97 т, в головних балках -34,67 т, у другорядних балках -32,6 т і в похилих елементах -10,43 т.

Максимальні моменти від розрахункових навантажень виникають ближче до ядра жорсткості. У колоні вони дорівнюють 71,72 т·м, у головних балках - 161,29 т·м, у другорядних балках -68,48 т·м і в похилих елементах -1,68 т·м.

Максимальні зусилля від нормативних навантажень виникають в нижній частині будівлі і в колоні вони дорівнюють -799,5 т, в головних балках 30,95 т, у другорядних балках -24,42 т і в похилих елементах -9,2 т.

Максимальні моменти від нормативних навантажень виникають ближче до ядра жорсткості. У колоні вони дорівнюють -79,46 т·м, у головних балках -179,65 т·м, у другорядних балках -62,76 т·м і в похилих елементах -12,67 т·м.

Максимальні прогини від нормативних навантажень у колоні дорівнюють 30,25 мм, у головних балках 28,24 мм, у другорядних балках 26,24 мм і в похилих елементах 20,17 мм. Порівняємо їх з допустимими переміщеннями: у колоні $30,25 \text{ мм} \leq 1/400=37,5 \text{ мм}$, у головних балках $28,24 \text{ мм} \leq 1/150=93,65 \text{ мм}$, у другорядних балках $26,24 \text{ мм} \leq 1/150=33,3 \text{ мм}$ і в похилих елементах $20,17 \text{ мм} \leq 1/150=71,27 \text{ мм}$.

Максимальні прогини від нормативних навантажень не перевищують допустимих.

2.4 Перевірка перетину колони 1 поверху (вісь 1)

Згідно з [17] розрахунок на міцність елементів зі сталі з нормативним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягуванні або стисненні силою N слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.2)$$

де N - навантаження на стискання/розтягнення; A_n - площа поперечного перерізу профілю нетто, тобто з урахуванням ослаблення його отворами; R_y - розрахунковий опір сталі прокату; γ_c - коефіцієнт умов роботи. З умови знайдемо

необхідну площу перерізу колони:

$$A_n \geq \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{969,97}{2,55 \cdot 1,1} = 380,38 \text{ см}^2$$

Розрахуємо переріз прийнятої колонид = 1420 мм і t = 10 мм:

$$A_n = 442,74 \text{ см}^2$$

Умова виконується, перетин колони прийняли вірно.

Стійкість при центральному стисненні

Розрахунок на стійкість проводиться за формулою:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.3)$$

де N - навантаження на стискання/розтягнення ; A - площа поперечного перерізу профілю брутто, тобто без урахування ослаблення його отворами; R_y - розрахунковий опір сталі; γ_c - коефіцієнт умов роботи; φ - коефіцієнт стійкості при центральному стисненні.

Для того щоб обчислити φ , нам спочатку потрібно обчислити умовну гнучкість стрижня.

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} \quad (2.4)$$

де E - модуль пружності; λ - гнучкість стрижня, що обчислюється за формулою:

$$\lambda = l_{ef} / i \quad (2.5)$$

де l_{ef} - розрахункова довжина стрижня; i - радіус інерції перетину. Розрахункові довжини l_{ef} колон (стійок) постійного перерізу або окремих ділянок ступінчастих колон згідно слід визначати за формулою:

$$l_{ef} = \mu \cdot l = 0,5 \cdot 10 = 5 \text{ м}$$

де l - довжина колони; μ - коефіцієнт розрахункової довжини.

$$i = 0,353D = 501,26 \text{ мм}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{5}{0,501} = 9,98$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 9,98 \sqrt{\frac{2550}{2100}} = 9,98 \cdot 0,11 = 1,09$$

Оскільки гранична гнучкість більше 0,4, то коефіцієнт стійкості φ обчислюється за формулою:

$$\varphi = 0,5 \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2} \right) / \bar{\lambda}^2$$

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2$$

$$\delta = 9,87 \cdot (1 - 0,03 + 0,06 \cdot 1,09) + 1,09^2 = 10,63$$

$$\varphi = 0,5 \cdot \left(10,63 - \sqrt{10,63^2 - 39,48 \cdot 1,09^2} \right) / 1,09^2 = 1,05$$

$$\frac{969,97}{1,05 \cdot 442,74 \cdot 2,55 \cdot 1,1} = 0,74 \leq 1$$

Умова виконана, стійкість забезпечена.

Міцність при спільній дії поздовжньої сили і згинальних моментів.

Колона навантажена не тільки осьовим стискаючим навантаженням, але і згинаючим моментом, наприклад від вітру. У цьому випадку необхідно зробити перевірочний розрахунок згідно з [17] за формулою:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right) + \frac{M_x}{C_x \cdot W_{x,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_{y,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.6)$$

$$\left(\frac{969,97}{442,74 \cdot 2,55 \cdot 1,1} \right) + \frac{-56,53}{1,26 \cdot 22,4 \cdot 2,55 \cdot 1,1} + \frac{-18,82}{1,26 \cdot 22,4 \cdot 2,55 \cdot 1,1} = 0,06 \leq 1$$

де n, c_x і c_y - коефіцієнти, що приймаються за [17]; M_x і M_y - моменти відносно осей X - X і Y - Y ; $W_{xn,\min}$ і $W_{yn,\min}$ - моменти опору перерізу відносно

осей $X - X$ і $Y - Y$; $W_{\omega, \min}$ - секторальний момент опору перетину. Умова виконується.

Перевірка граничної гнучкості стержня

Гнучкості стиснутих елементів $\lambda = l_{ef}/i$, як правило, не повинні перевищувати граничних значень λ_u , наведених у таблиці.

$$\lambda \leq \lambda_u$$

$$9,98 \leq 120$$

Перевірка виконана.

2.5 Перевірка перерізів балок

Розрахунок по міцності

Перевіримо головну балку Б2 з двотавра 100Б1 довжиною $l = 13,6$ м, $W = 719,9$ см³. Необхідний момент опору балки визначаємо за формулою:

$$W_y = \frac{M}{(R_y \cdot \gamma_c)} \quad (2.7)$$

$$W_y = 1443/230000 \cdot 0,9 = 0,00697 \text{ м}^3 = 697 \text{ см}^3$$

$$W = 719,9 \text{ см}^3 \geq W_y = 697 \text{ см}^3$$

Умова виконується, профіль підібрано правильно.

Перевіримо другорядну балку Б1 з двотавра 80 Б2 довжиною $l = 9,8$ м, $W = 537,6$ см³ .

Необхідний момент опору балки визначаємо за формулою:

$$W_y = 569,52/230000 \cdot 0,9 = 0,00275 \text{ м}^3 = 275 \text{ см}^3$$

$$W = 537,6 \text{ см}^3 \geq W_y = 275 \text{ см}^3$$

Умова виконується, профіль підібрано правильно.

Розрахунок за граничним прогином

Перевіримо головну балку Б2. Виходячи з [17] граничний прогин

становить $l/250$ для: балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (включаючи поперечні ребра плит і настилів) при прольоті $l = 12\text{м}$.

Прогин балки можна визначити за формулою:

$$f = \frac{5 \cdot (q_n \cdot l^4)}{384 \cdot (E \cdot I)} \leq [f] \quad (2.8)$$

$$f = \frac{5 \cdot (20 \cdot 13^4)}{384 \cdot (21 \cdot 10^9 \cdot 11520 \cdot 10^{-7})} = 0,03 \leq [f] = 0,052$$

Умова виконується.

2.6 Конструювання вузлів

Конструювання вузла сполучення головної балки з другорядною

Балки Б1 кріпимо в одному рівні до головних балок на зварний кутник, який кріпиться до головної і другорядної балки ручним зварюванням і болтами до поперечних ребер другорядної балки Б1 (рис. 2.15).

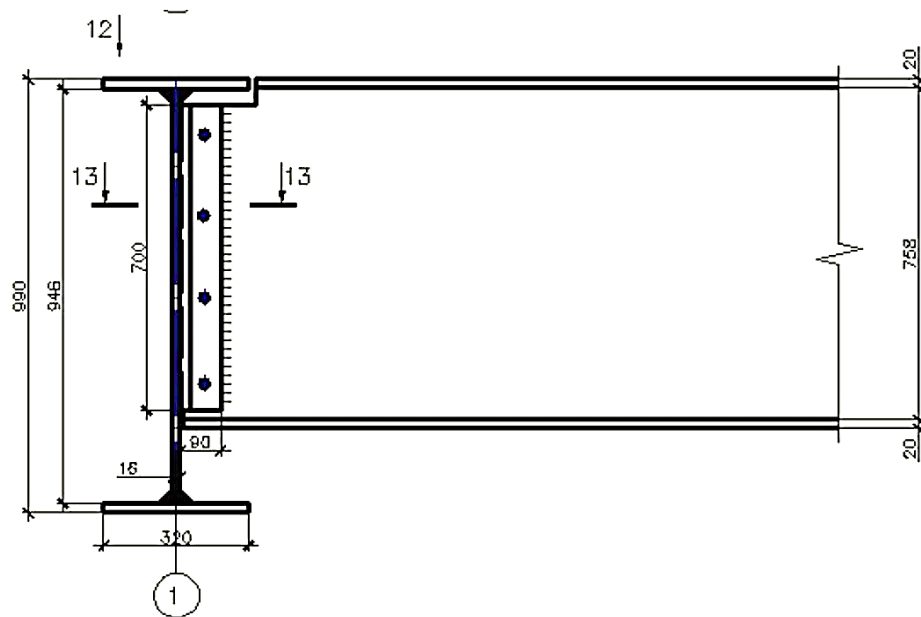


Рисунок 2.15 – Кріплення головної і другорядної балки

Беремо зварний кутник $90 \times 90 \times 16$ мм. Для установки другорядної балки верхній пояс балки зрізаємо. Беремо болти діаметром 16 мм класу міцності 5.8. Попередньо визначимо необхідну кількість болтів за формулою:

$$n \geq \frac{1,2 \cdot F}{\gamma_c \cdot N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 107,56}{1 \cdot 36} = 3,58$$

де $F = Q_{\max} = 107,56$ кН; $Q_{\max}$ - поперечна сила в балці настилу;

$$N_{b,\min} = N_{bs} = 36 \text{ кН.}$$

Приймаємо $n = 4$. Отвори під болти проєктуємо діаметром 18 мм. Для болтів нормальної точності (клас В) діаметр отворів приймається на 2 мм більше діаметра болта. Розміщуємо болти по довжині куточка, виконуючи конструктивні вимоги, що пред'являються до болтових з'єднань.

Визначимо несучу здатність болта:

$$N_b = \min \left\{ \frac{R_{bs} \cdot A_b \cdot \gamma_b \cdot n_s = 20 \cdot 2,01 \cdot 0,9 \cdot 1 = 36,2 \text{ кН}}{R_{bp} \cdot d \cdot \gamma_b \cdot \sum t_{\min} = 43 \cdot 1,6 \cdot 0,65 \cdot 1,4 = 62,6 \text{ кН}} \right.$$

де R_{bp}, R_{bs} - розрахункові опори болтового з'єднання на зминання і зріз відповідно; A_b - площа перетину болта; γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання; d - діаметр болта; $\sum t_{\min}$ - найменша сумарна товщина елементів, що зминаються в одному напрямку (в даному випадку товщина стінки балки настилу).

Зварні шви, що прикріплюють кутник до стінки балки, слід розрахувати на спільну дію F і $M = Fe$, де e - відстань від осі болтів до кутових швів.

Розрахунок слід проводити по металу шва. Визначимо катет зварного шва за формулою:

$$k_f = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{F}{n \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{173,67}{2 \cdot 85 \cdot 18 \cdot 1}} = 0,34 \text{ см}$$

Поперечні ребра приварюємо до стінки балки двома кутовими швами електродами Е42. Призначаємо $vk_f = k_{f\min} = 6$ мм.

Міцність зварних швів перевіримо за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{F}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot F \cdot e}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \quad (2.9)$$

Довжина зварних швів $l_w = h_r - h_{sk} - 10 \text{ мм} = 758 - 60 - 10 = 688 \text{ мм}$, де h_r - висота ребра; h_{sk} - висота скосу ребра; 10 мм - запас на непровар.

$$\sqrt{\left(\frac{107,56}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 68,8}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 107,56 \cdot 4,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 68,8^2}\right)^2} = 2 \leq 18 \text{ кН/см}^2$$

Міцність зварних швів забезпечена. Перетин балки перевіримо на зріз з урахуванням ослаблення отворами під болти і вирізом частини стінки:

$$\frac{F}{(h \cdot t - n \cdot d \cdot t)} = \frac{107,56}{24 \cdot 1,4 - 4 \cdot 1,8 \cdot 1,4} = 4,5 \leq R_s \cdot \gamma_c = 14 \text{ кН/см}^2$$

де h - висота перетину балки настилу на опорі з урахуванням зрізу; t - товщина стінки балки настилу; n і d - кількість і діаметр отворів. Міцність перетину забезпечена.

Конструювання вузла сполучення головної балки з колоною

Розрахунок накладок

Балки Б2 кріпимо до колони за допомогою накладок, які кріпляться ручним зварюванням (рис. 2.18).

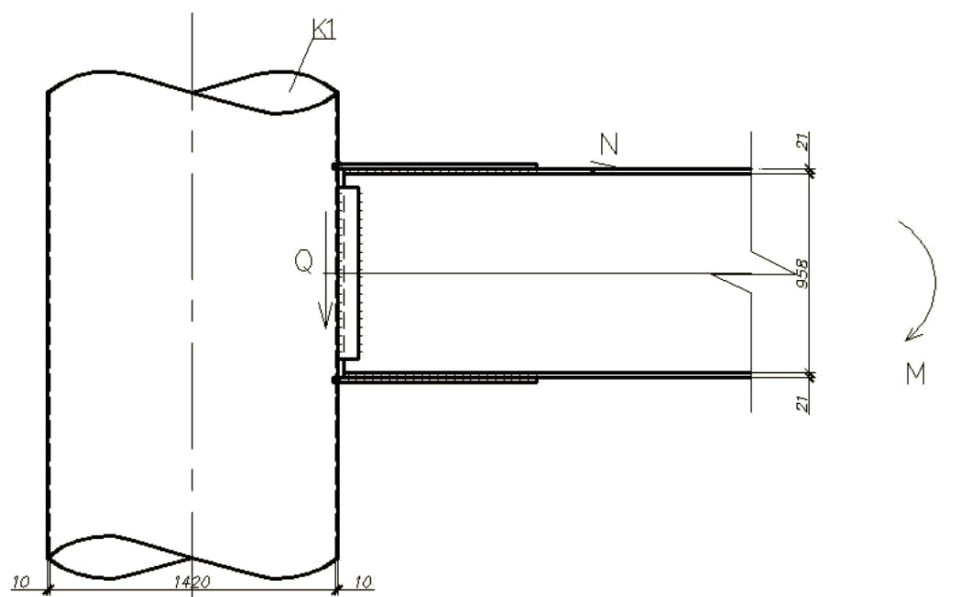


Рисунок 2.16 – Кріплення накладки

Прийmemo товщину накладки $t_H = 16$ мм. Сталь накладки С345. Умовна поперечна сила:

$$Q_{fic} = -24,82 \text{ т}$$

Згинний момент планки в її площині:

$$M_{nn} = \frac{Q_s l}{2} = \frac{-24,82 \cdot 0,7}{2} = -28,7 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Катет шва, що прикріплює планку до гілок колони, визначається за найбільшим значенням:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{nn}^2 + Q_{fic}^2}}{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{\sqrt{36 \cdot (-287)^2 + (-248,2)^2}}{0,7 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = \frac{1739,7}{133} = 11 \text{ мм}$$

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{nn}^2 + F_{nnl}^2 l_w^2}}{\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{\sqrt{36 \cdot (-287)^2 + (-248,2)^2}}{1 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = \frac{1739,7}{190} = 10 \text{ мм}$$

де $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$ - коефіцієнти, що приймаються для напіваавтоматичного зварювання. Остаточного приймаємо катет шва $k_f = 12$ мм. Визначимо найбільші розміри накладки:

$$h_{6H} = 1000 \text{ мм}, k_f = 10 \text{ мм}, t_f = 21 \text{ мм}$$

$$l_{\max} = h_{\sigma\mu} - 2 \cdot (t_f + 2r) = 1000 - 2 \cdot (21 + 2 \cdot 30) = 838 \text{ мм}$$

Приймаємо довжину накладки $l = 820$ мм (рис. 3.19).

Перевіряємо зварні шви по двох перерізах.

по металу шва

$$\tau_{af} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{af}}\right)^2 + \left(\frac{R_{EH}}{A_{af}}\right)^2} \leq R_{af} \cdot \gamma_{af} \cdot \gamma_c$$

$$W_{af} = \frac{2\beta_f \cdot k_f \cdot \ell_a^2}{6}$$

$$\ell_\omega = \ell - 1 \text{ см}$$

Приймаємо ручне зварювання. Електроди товстообмазочні. Тип електродів Е50 для С345.

$$W_{cr} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (82 - 1)^2}{6} = \frac{9185,4}{6} = 1530,9 \text{ см}^3$$

$$A_{cr} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (82 - 1) = 113,4 \text{ см}^2$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\left(\frac{-287}{1530,9}\right)^2 + \left(\frac{-248,2}{113,4}\right)^2} = 21 \text{ кН/см}^2 \leq 22 \text{ кН/см}^2$$

по металлу межі сплавлення

$$W_{cr} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (82 - 1)^2}{6} = \frac{13122}{6} = 2187 \text{ см}^3$$

$$A_{cr} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (82 - 1) = 162 \text{ см}^2$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\left(\frac{-287}{2187}\right)^2 + \left(\frac{-248,2}{162}\right)^2} = 15,1 \text{ кН/см}^2 \leq 22,5 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка перетину накладки.

Перевіряємо накладку на зріз:

$$\tau = \frac{R_{\delta\mu}}{A^H} \leq R_s \cdot \gamma_c$$

$$A^H = (l - n) \cdot t_H$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 34 = 19,72 \text{ кН/см}^2$$

$$\tau = \frac{-248,2}{(82 - 1) \cdot 1} = 3,1 \leq R_s \cdot \gamma_c = 19,72 \text{ кН/см}^2$$

Міцність накладки забезпечена.

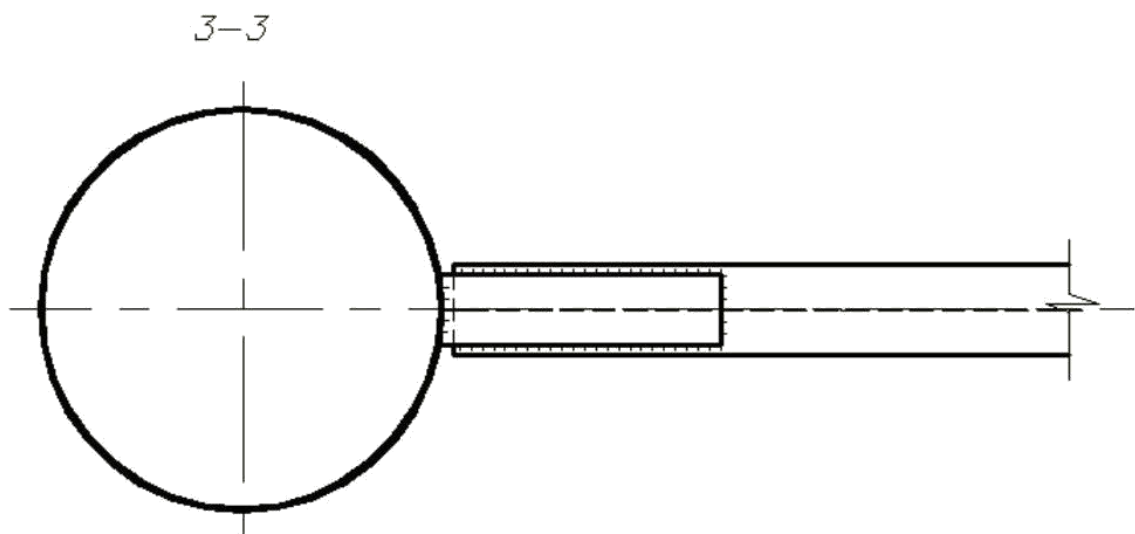


Рисунок 2.17 – Кріплення пластини

Товщина пластини призначається $t_{pl} = 22$ мм, $k_f \leq 1,2t_s = 25,2$ мм - катет шва призначаємо 12 мм;

$$N = \frac{M}{l} = \frac{-61,95}{0,5} = -123,9 \text{ т}$$

Необхідна довжина зварних швів, через які передається зусилля:
при розрахунку по металу шва

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{-123,9}{0,75 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 720 \text{ мм}$$

при розрахунку по металу межі сплавлення

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{-123,9}{1 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 543 \text{ мм}$$

$\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$ - коефіцієнти, що приймаються для напівавтоматичного зварювання.

Довжину шва приймаємо 720 мм. Визначимо довжину шва, що з'єднує пластину і колону:

$$N = \frac{M}{l} = \frac{-61,95}{0,5} = -123,9 \text{ т}$$

Необхідна довжина зварних швів, через які передається зусилля:
при розрахунку по металу шва

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{-123,9}{0,75 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 720 \text{ мм}$$

при розрахунку по металу межі сплавлення

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{-123,9}{1 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 543 \text{ мм}$$

Довжину шва приймаємо 723 мм.

2.7 Загальна оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

Основа будівельного майданчика від глибини 4 м до 7,3 м є глинистими ґрунтами. Такі ґрунти можуть бути використані як природна основа фундаментів дрібного закладення (рис. 2.18).

На глибині 4,5-5,0 м залягають ґрунтові води. При великих навантаженнях на фундаменти (висотна будівля) в якості несучого шару основи краще використовувати пісок гравійний (шар 3).

Гальковий ґрунт доцільніше використовувати як несучий шар для пальового фундаменту.

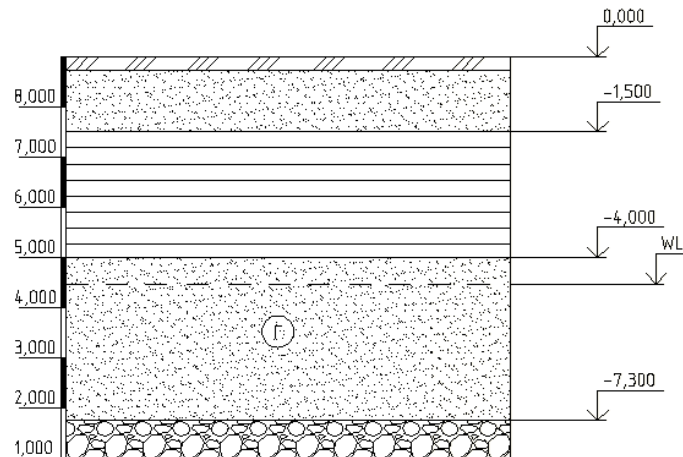


Рисунок 2.18 – Геологічний профіль

2.8 Проектування фундаментів мілкового закладання

Розрахунок основ за деформаціями

Призначення глибини закладення фундаменту.

Глибина закладення d повинна призначатися залежно від конструктивних рішень підземної частини будівлі, інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, величини і характеру навантаження на основу. Глибина закладення d нараховується від поверхні планування основи або від поверхні підлоги підвалу [15].

До непучинистих ґрунтів відносять піски гравійні. Глибина закладення в таких ґрунтах не залежить від глибини промерзання.

Визначимо глибину закладення фундаменту: Висота підвалу $H_n = 5,0$ м . Призначимо глибину закладення за конструктивними міркуваннями. Приймаємо висоту підвалу $H_n = 5,0$ м за відмітку 0,000 м . (рис. 2.19)

Від позначки підлоги 1 поверху відкладаємо висоту підвалу $H_n = 5,0$ м отримуємо позначку підлоги підвалу.

Потім відкладаємо 1000 мм, відстань, отриману з урахуванням висоти фундаментної подушки.

Отримуємо глибину закладення фундаменту: $D = 5,0 + 1 = 6$ м.

Оскільки ґрунт під подошвою непучинистий, глибина закладення не залежить від глибини промерзання d_f .

Остаточно приймаємо глибину закладення фундаменту $d = 6$ м за конструктивними вимогами (рис. 2.19).

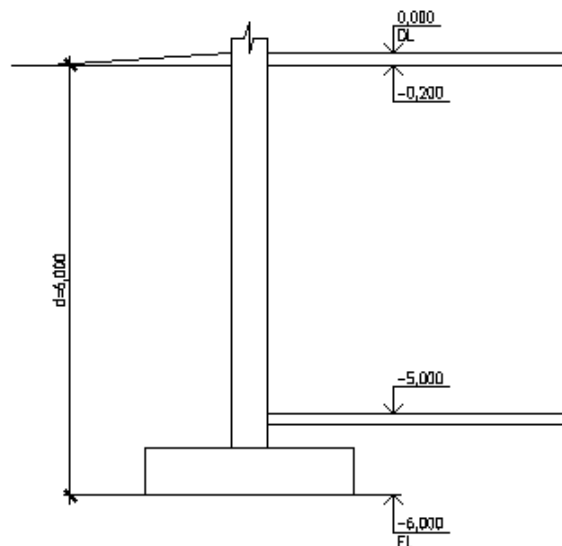


Рисунок 2.19– Схема призначення глибини закладення підоснови фундаменту

Визначення розмірів подошви фундаментів.

Для будівель з підвалом навантаження підсумовують на рівні відмітки підлоги підвалу. При цьому приймають найбільш несприятливі поєднання навантажень. Коефіцієнт перевантаження дорівнює $n = 1$.

Використовуємо метод послідовних наближень. Ґрунт основи – пісок гравійний, середньої щільності. Глибина закладення фундаментів $d = 6$ м. Питома вага ґрунту $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$. Кут внутрішнього тертя $\varphi = 38^\circ$. Питоме зчеплення $c = 2$ кПа (0,02 кгс/см). Підлога підвалу бетонна з цементною

стяжкою, товщиною $h_{cf} = 0,2$ м і питомою вагою матеріалу підлоги $\gamma_{cf} = 22$ кН/м³.

Відстань від низу конструкції підлоги до підшови фундаменту $h_s = 0,5$ м. Табличне значення розрахункового опору ґрунту основи $R_0 = 350$ кПа.

Вважаємо, що фундамент навантажений центрально (рис. 2.22). Розрахункове погонне навантаження (коефіцієнт перевантаження $n = 1$) для зовнішньої стіни на рівні позначки підлоги підвалу $N = 9515,37$ кН.

Фундамент під зовнішню стіну. Ширина підвалу фундаменту в першому наближенні:

$$b_1 = \frac{N_{II}}{\alpha(R_0 - d \cdot \bar{\gamma})} = \frac{9515,37}{1(350 - 5,1 \cdot 20)} = 38,5 \text{ м}$$

де $\gamma = 20$ кН/м³ - середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах; α - ділянка фундаменту довжиною 1 м. Приймаємо для подальших розрахунків $b = 38,5$ м в монолітному виконанні.

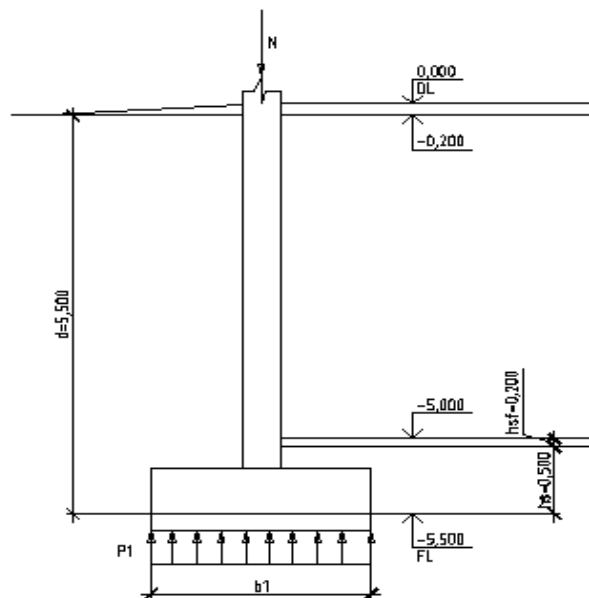


Рисунок 2.20 – Схема до визначення розмірів підшови фундаменту

Обчислимо розрахунковий опір ґрунту основи фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot [2,11 \cdot 0,4 \cdot 38,5 \cdot 18 + 9,44 \cdot 0,74 \cdot 18 + (9,44 - 1) \cdot 5 \cdot 18 + 10,8 \cdot 2] = 2923,98 \text{ кПа}$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$ і $\gamma_{c2} = 1,4$ - коефіцієнти умови роботи; $k = 1,1$ - коефіцієнт надійності; $M_y = 2,11$; $M_q = 9,44$; $M_c = 10,80$ - коефіцієнти, що приймаються залежно від φ ; $k_z = 0,4$ - коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту; $d_b = 5\text{ м}$ - глибина підвалу від поверхні планування; d_1 - приведена глибина закладення фундаменту від підлоги підвалу;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,5 + 0,2 \cdot \frac{22}{18} = 0,74 \text{ м}$$

Середній тиск по підшві фундаменту p_i повинен бути не більше розрахункового опору ґрунту основи R .

$$p_1 = \frac{N_{II} + G}{A} = \frac{9515,38 + 4235}{38,5} = 357,15 \text{ кПа} \leq 2923,98 \text{ кПа}$$

де G - навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах на ділянці фундаменту довжиною 1 м;

$$G = b \cdot a \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 38,5 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 20 = 4235 \text{ кН}$$

Умова $p < R$ виконується, але з великим запасом. Коефіцієнт запасу K_{31} дорівнює:

$$K_{31} = \frac{R - p}{R} \cdot 100\% = \frac{2923,98 - 357,15}{2923,98} \cdot 100\% = 81\%$$

Оскільки коефіцієнт запасу більший за 5%, то необхідно зменшити площу підшви фундаменту.

Приймаємо $b_1 = 5\text{ м}$. Обчислюємо повторно розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot [2,11 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 18 + 9,44 \cdot 0,74 \cdot 18 + (9,44 - 1) \cdot 5 \cdot 18 + 10,8 \cdot 2] = 2150 \text{ кПа}$$

Середній тиск по підшві фундаменту:

$$p_1 = \frac{N_{II} + G}{A} = \frac{9515,38 + 600}{5} = 2013 \text{ кПа} \leq 2150 \text{ кПа}$$

$$G = b \cdot a \cdot d \cdot \bar{\gamma} = 5 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 20 = 600 \text{ кН}$$

Визначаємо коефіцієнт запасу:

$$K_{31} = \frac{R - p}{R} \cdot 100\% = \frac{2150 - 2013}{2150} \cdot 100\% = 5\%$$

Умова $p \leq R$ виконується, тому остаточно приймаємо ширину фундаменту під зовнішню стіну $b_1 = 5,0 \text{ м}$.

3. Визначення кінцевих осідань фундаменту.

Для визначення кінцевих осідань фундаментів використовуємо метод шарового підсумовування (оскільки ширина підшви менше 10 м) (рис. 2.21).

При цьому форма підшви фундаменту може бути будь-якою. Розрахунок необхідно проводити на основні поєднання розрахункових навантажень з коефіцієнтом перевантаження $n = 1(M, N_{\max})$.

Розміри фундаменту: $b = 0,5 \text{ м}$, $a = 5 \text{ м}$, $d = 6 \text{ м}$. Середній тиск на підшву (з урахуванням ваги фундаменту) $p = 2013 \text{ кПа}$. На глибині 4,5 м від поверхні є ґрунтові води. Ґрунти мають такі характеристики: Пісок пилуватий $I_d = 0,5$; $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$; Глина текучопластична $I_L = 0,97$; $\gamma_{II} = 18,5 \text{ кН/м}^3$; $E_0 = 2300 \text{ кПа}$; Пісок гравійний $I_d = 0,7$; $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$; Гальковий ґрунт $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$.

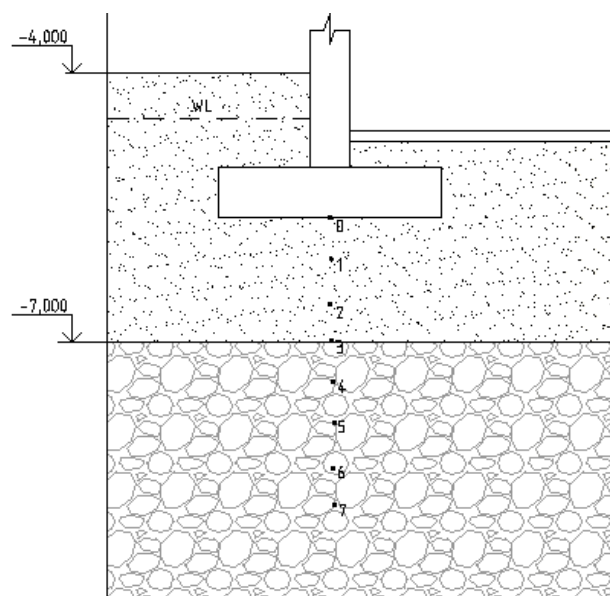


Рисунок 2.21– Поділ на шари

Однорідні шари, товщиною $h_i = (0,2 - 0,4)b = 0,3 \cdot 5 = 1,5$ (але не більше 2 м).

Приймаємо для піску гравійного товщину елементарного шару $h_i = 0,5$ м, для галькового ґрунту $h_i = 0,5$ м.

Робимо позначення шарів ($\approx 7 - 15$ шарів) (рис. 2.23). Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту p_{zq0} і додаткове напруження p_0 на рівні підосви фундаменту:

$$p_{zq0} = \gamma \cdot d = 18 \cdot 5 = 90 \text{ кПа}$$

$$p_0 = p - p_{zq0} = 2013 - 90 = 1923 \text{ кПа}$$

Обчислюємо додаткове напруження p_{zp} на межах виділених шарів (таблиця 2.2):

$$p_{zp} = \alpha \cdot p_0 \quad (2.10)$$

де α - коефіцієнт, що враховує зміну на глибині основи додаткового напруження p_{zp} .

Таблиця 2.2 – Визначення осідання

№	z	h _i ,м	2z/b	α	P _{zp} ,кПа	γ	P _{zq} ,кПа	0,1 P _{zq} , кПа	P _{срzp} ,кПа	E,МПа	S,м
0	0	0,5	0	1	1923	18	99	9,9			
1	0,5	0,5	0,2	0,98	1884,54	18	108	10,8	1904	40	0,01
2	1	0,5	0,4	0,96	1846,08	18	117	11,7	1865	40	0,02
3	1,5	0,5	0,6	0,89	1711,47	19	126,5	12,6	1778	40	0,01
4	2	0,5	0,8	0,8	1538,4	19	136	13,6	1625	27	0,02
5	2,5	0,5	1	0,7	1346,1	19	145,5	14,55	1442	27	0,02
6	3	0,5	1,2	0,6	1153,8	19	155	15,5	1250	27	0,01
7	3,5	0,5	1,4	0,5	961,5	19	165	16,5	1057	27	0,01
										S _{0,8}	0,12

НМСТ (нижня межа стисливої товщі)

При $E_0 > 5$ МПа, НМСТ знаходиться там, де виконується умова $p_{zp} = 0,2p_{zq}$, ця умова виконується глибоко в гальковому ґрунті.

Осідання фундаменту визначається:

$$S = \beta \sum \frac{p_{cp}^{zp} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.11)$$

$$S = 0,12 \text{ м}$$

$\beta = 0,8$ - безрозмірний коефіцієнт, для всіх видів ґрунтів.

$$S = 0,12 \text{ м} < S_u = 12 \text{ см}$$

Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Розрахуємо і запроєктуємо арматуру плитної частини фундаменту. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, в перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи ступені працюючими як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$M_{xi} = \frac{N c_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox} c_{xi}}{l^2} \right) \quad (2.12)$$

де $N = 9515,38 \text{ кН}$ – розрахункове навантаження на основу без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах; $e_{ox} = M/N = 717,2/9515,38 = 0,07 \text{ м}$ - ексцентриситет навантаження при моменті M ;

c_{xi} – вільоти сходинок. Згинальні моменти в перерізах, що діють у площині, паралельній меншому боці фундаменту b :

$$M_{yi} = \frac{N c_{yi}^2}{2b} \quad (2.13)$$

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s} \quad (2.14)$$

де h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури: для перетину 1-1: $h_{o1} = h - 0,05 = 1 - 0,05 = 0,95$ м; для перетину 2-2: $h_{o2} = h - 0,05 = 1 - 0,05 = 0,95$ м; для перетину 1'-1': $h_{o1}' = h - 0,05 = 1 - 0,05 = 0,95$ м; для перерізу 2'-2': $h_{o2}' = h - 0,05 = 1 - 0,05 = 0,95$ м;

R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-III $-R_s = 365$ МПа;
 ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b} \quad (2.15)$$

b_i - ширина стиснутої зони перерізу: у напрямку x : для перерізу 1-1: $b_{x1} = b = 5$ м; для перерізу 2-2: $b_{x2} = b = 5$ м ; у напрямку y : для перерізу 1'-1': $b_{y1} = l = 5$ м ; для перерізу 2'-2': $b_{y2} = l = 5$ м ; R_b - розрахунковий опір на осьове стискання, для бетону В20 $-R_b = 11,5$ МПа;

Результати розрахунку наведені в таблиці 2.3, перерізи, в яких розраховувалася арматура, показані на рисунку 2.22.

Таблиця 2.3 – Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту

Розріз	Виліт c_i , М	$\frac{N c_{xi}^2}{2l}$	$\left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox} c_{xi}}{l^2}\right)$	M , кН · м	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см ²
1-1	0,5	237,8	1,07	256,4	0,049	0,975	0,95	24,07
2	1,6	2435,9	1,067	2599,1	0,500	0,500	0,95	47,58
1'-1'	0	237,8	1,07	256,4	0,049	0,975	0,95	24,07
2'-2'	1,6	2435,9	1,067	2599,1	0,500	0,500	0,95	47,58

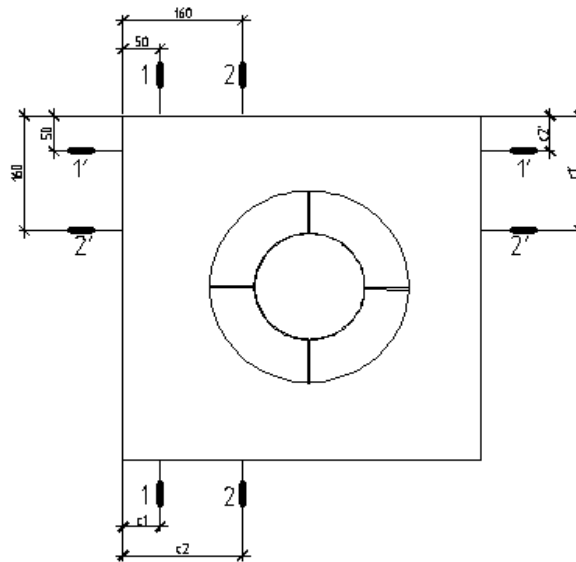


Рисунок 2.22 – Схема до розрахунку армування плитної частини фундаменту

Конструюємо сітку С-1. Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, таким чином сітка С-1 має в напрямку 1 - 25Ø16 А-III з $A_s = 50,27 \text{ см}^2 (> 47,58 \text{ см}^2)$, в напрямку b - 25Ø16 А-III з $A_s = 50,27 \text{ см}^2 (> 47,58 \text{ см}^2)$. Довжину стрижнів приймаємо відповідно 2630мм і 2030мм. Пливу армуємо двома сітками С-2, приймаючи поздовжню арматуру конструктивно з кроком 200 мм - 25Ø12 А-III з $A_s = 7,88 \text{ см}^2$.

2.9 Проектування пальового фундаменту

Конструктивні вимоги: глибина закладення ростверку H_p не менше конструктивних вимог $H_{\text{кон}}$.

$$H_p > H_{\text{кон}} \quad (2.16)$$

Верх монолітного ростверку фундаменту повинен знаходитися нижче позначки підлоги як мінімум на 0,15 м.

$$H_{\text{кон}} = 0,15 + 5 + h_{dn}$$

Товщина ростверку h_{dn} (0,6 ... 0,8) м (рис. 2.23).

$$h_{dn} = 0,6 + 0,05 = 0,65 \text{ м}$$

$$H_{кон} = 0,15 + 5 + 0,65 = 5,8 \text{ м}$$

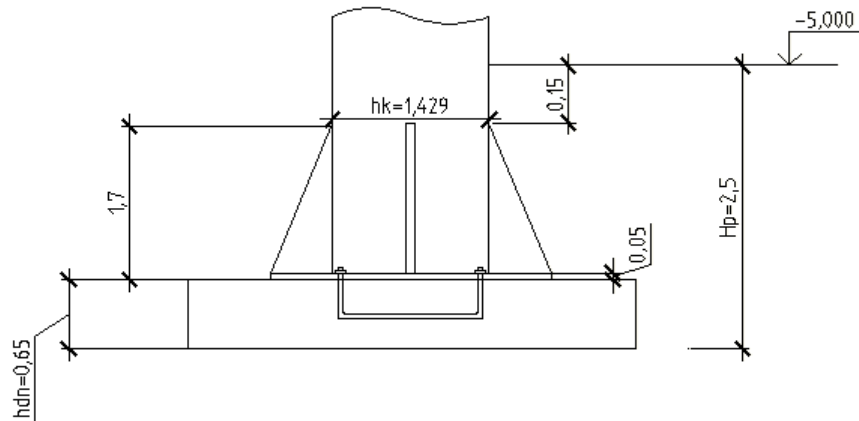


Рисунок 2.23 – Схема визначення глибини закладення ростверку

Вибір довжини палі.

Мінімальна довжина палі $l_{пл}$ повинна заглиблюватися на мінімальну величину Δh в несучий шар.

Величина Δh в гальковому ґрунті - не менше 0,5 м ($\Delta h_{min} = 0,5 \text{ м}$). Мінімальну довжину палі $l_{пл}$ встановлюють з урахуванням її закладення в ростверк на 5 – 10 см.

Повну довжину палі встановлюють виходячи з аналізу ґрунтів, діючих навантажень і конструктивних особливостей будівлі [14]. Приймаємо $l_{пл} = 3 \text{ м}$. Відмітка нижнього кінця палі—8,8 м. Заглиблення в гальковий ґрунт складе—1,8м. Перетин палі приймаємо 300 × 300 мм.

Для визначення несучої здатності F_d необхідно провести вертикальну прив'язку палі до ґрунтових умов на основі визначених H_p і l_{cb} .

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_{ij} \cdot h_{ij}) \quad (2.17)$$

δ_c - коефіцієнт умов роботи в ґрунті= 1 ;

R - розрахунковий опір ґрунту під кінцем палі, 1050 кПа;

U – периметр поперечного перерізу палі= 1,2 м ;

F_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні палі= 62 кПа;

h_i – товщина i -го шару= 4м;

γ_{cr}, γ_{cf} – коефіцієнти умови роботи ґрунту= 1 .

Таблиця 2.4 – Розрахункові сили тертя по бічній поверхні палі

№	h_{ij} , м	d_{ij} , м	f_{ij} , кПа	$\gamma_{ij} f_{ij} h_{ij}$
1	2	-	62	124
2	2	-	65	130
			Сума	254

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 10500 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 254) = 1249,8 \text{ кН}$$

Розрахунковий опір палі по ґрунту:

$$P_2 = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1249,8}{1,4} = 892,7 \text{ кН}$$

де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності. Для визначення кількості паль необхідно обчислити розрахунковий опір, зменшений на значення її власної ваги (корисну несучу здатність палі).

$$P_z^I = P_z - g_c \cdot \gamma_f = 892,7 - 9 \cdot 1,1 = 882,8 \text{ кН}$$

$$g_c = A \cdot l_{cb} \cdot \gamma_b = 0,09 \cdot 4 \cdot 25 = 9 \text{ кН}$$

де g_c - власна вага палі; δ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню= 1,1 ;
 $8b$ – питома вага залізобетону= 25 кН/м³ ;

4. Визначення кількості паль.

Кількість паль і схему їх розміщення встановлюють за розрахунком за першою групою граничних станів (рис. 2.26).

$$N_{ic} < P_2 \quad (2.18)$$

де N_{ic} - середнє зусилля на палі, кН. При цьому $N_{cmax} < 1,2P_{\Gamma}$ де N_{cmax} -

граничне зусилля в голові найбільшого навантаження палі. Кількість паль визначається методом послідовних наближень.

$$n = \frac{N_{\max}}{P_2^I - t_{\min}^2 \cdot H_p \cdot \gamma_{\text{сер}} \cdot \gamma_f} = \frac{9515,37}{882,8 - 0,81 \cdot 5,8 \cdot 20 \cdot 1,1} = 11,35 \approx 12 \text{ шт}$$

$N_{\max} = 9515,37 \text{ кН}$ - максимальне розрахункове зусилля; де $t_{\min} = 3d_c = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$ - мінімальна відстань між основами паль;

$\gamma_{\text{сер}} = 20 \text{ кН/м}$ - усереднена об'ємна вага бетону ростверку;

$\gamma_f = 1,1$ - коефіцієнт надійності.

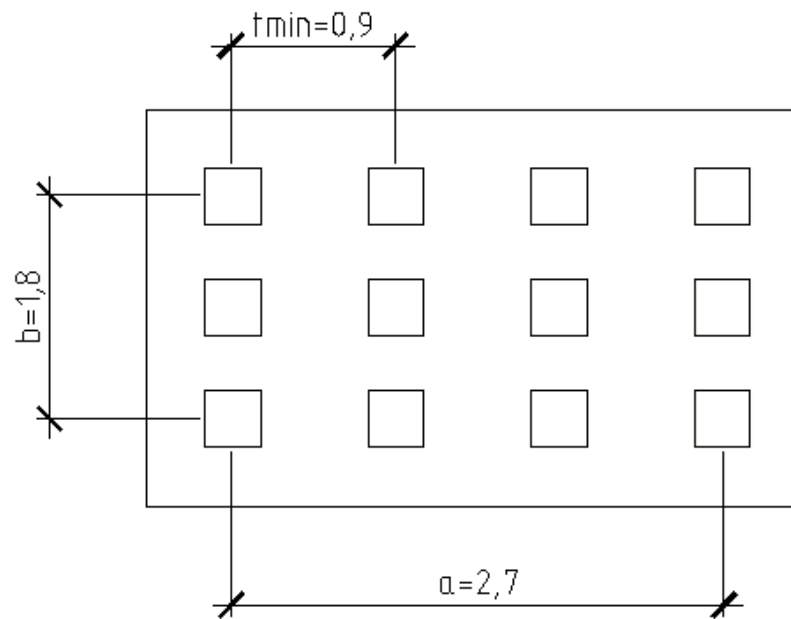


Рисунок 2.24 – Схема розміщення паль в ростверку

Перевірка зусиль у палях.

Зусилля в будь-якій palі від основного та додаткового поєднання навантажень:

$$N_c = \frac{N + G_p}{n} = \frac{9515,37 + 1010,5}{12} = 877,1 \leq P_2 = 882,8 \text{ кН}$$

$$G_p = a_p \cdot b_p \cdot H_p \cdot \gamma_{\text{сер}} \cdot \gamma_f = 3,3 \cdot 2,4 \cdot 5,8 \cdot 20 \cdot 1,1 = 1010,5 \text{ кН}$$

Визначення ступеня використання несучої здатності паль.

$$\delta = \frac{P_2^I - N_c}{P_2^I} \cdot 100\% = \frac{882,8 - 877,1}{882,8} \cdot 100\% = 1\%$$

Оскільки значення більше 0, то відбувається недовантаження паль на 1% (допускається не більше 15%).

Визначення розмірів підшви умовного фундаменту

Розрахунок пальового фундаменту і його основи за деформаціями слід проводити як для умовного фундаменту на природній основі. Межі умовного фундаменту визначаються наступним чином (рис. 2.25):

- знизу – площиною, що проходить через нижні кінці паль;
- з боків – вертикальними площинами, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстань Δ ;
- зверху – поверхнею планування ґрунту.

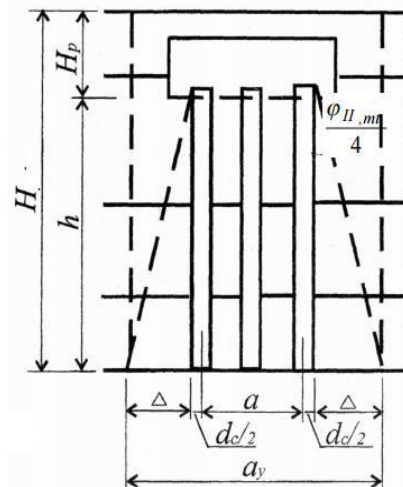


Рисунок 2.25 – Схема до визначення розмірів умовного фундаменту

Розміри підшви умовного фундаменту визначаються за формулами:

$$a_y = a + d_c + 2\Delta = 2,7 + 0,3 + 2 \cdot 1,2 = 6 \text{ м}$$

$$b_y = b + d_c + 2\Delta = 1,8 + 0,3 + 2 \cdot 1,2 = 5,1 \text{ м}$$

$$\Delta = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = 8,8 \cdot 0,13 = 1,2 \text{ м}$$

де $\varphi_{II,mt} = 30^\circ$ – усереднене розрахункове значення кута внутрішнього

тертя в межах висоти умовного фундаменту; $h = 8,8$ м - глибина занурення паль у ґрунт.

Перевірка напружень на рівні нижніх кінців паль

На рівні нижніх кінців паль тиск у ґрунті від нормативних навантажень не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту:

$$p \leq R \quad (2.19)$$

Для перевірки напружень на рівні нижніх кінців паль визначають тиск під подошвою умовного фундаменту

$$p = \frac{\frac{N_{\max}}{\gamma_f} + G_{y\phi}^H}{a_y \cdot b_y} = \frac{\frac{9515,37}{1,2} + 3978}{6 \cdot 5,1} = 389,1$$

$$G_{y\phi}^H = a_y \cdot b_y \cdot H \cdot \gamma = 6 \cdot 5,1 \cdot 5,8 \cdot 20 = 3978 \text{ кН}$$

де $\gamma_f = 1,2$ - усереднене значення коефіцієнта надійності по навантаженню; $G_{y\phi}^H$ - нормативна вага умовного фундаменту; $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднена об'ємна вага бетону і ґрунту. Визначаємо розрахунковий опір ґрунту на рівні нижніх кінців паль:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (2.20)$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot [1,15 \cdot 1 \cdot 5,1 \cdot 19 + 5,59 \cdot 5,8 \cdot 19 + 7,95 \cdot 2] = 1456,8 \text{ кПа}$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$ і $\gamma_{c2} = 1,4$ - коефіцієнти умови роботи;

$k = 1,1$ - коефіцієнт надійності;

$M_\gamma = 1,15$; $M_q = 5,59$; $M_c = 7,95$ - коефіцієнти, що приймаються залежно від φ ;

$k_z = 1$ - коефіцієнт, що залежить від ширини фундаменту;

d_1 приймаємо рівним $H = 5,8$ м; $b = b = 5,1$ м. Умова виконується:

$$p = 389,1 \text{ кПа} \leq R = 1456,8 \text{ кПа}$$

Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

НМСТ (нижня межа стисливої товщини) При в $E_0 > 5$ МПа, НМСТ знаходиться там, де виконується умова $p_{zp} = 0,2p_{zq}$, ця умова виконується глибоко в гальковому ґрунті.

Осідання фундаменту визначається:

$$S = \beta \sum \frac{p_{cp}^{2p} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.22)$$

$$S = 0,012 \text{ м}$$

$\beta = 0,8$ - безрозмірний коефіцієнт, для всіх видів ґрунтів.

$$S = 0,012 \text{ м} < S_u = 12 \text{ см}$$

Визначення навантаження на кожну палю

Основним критерієм проєктування пальових фундаментів є умова:

$$N_{пл} \leq F_d / \gamma_k \quad (2.23)$$

а при наявності моментів від вітрових навантажень додатково:

$$N_{пл}^{кр} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k \gamma} \quad (2.24)$$

$$N_{пл}^{кр} \geq 0 \quad (2.25)$$

де $N_{пл}^{кр}$ - навантаження на палю крайнього ряду. Визначимо навантаження на палі за формулами:

$$N_{пл} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M'_x * y}{\sum y_i^2} \quad (2.26)$$

$$Q_{пл} = \frac{Q'}{n} \quad (2.27)$$

де n - кількість паль;

y - відстань від осі куща до осі палі, в якій визначається зусилля;

y_i - відстань від осі куща до осі кожної палі, м; знак моменту залежить від того, в яких палях визначаються зусилля.

$$N_{\text{пл}}^{1,2,3} = \frac{9515,37}{12} - \frac{717,2 \cdot 1,35}{6 \cdot 1,35^2} = 704,45 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{4,5,6} = \frac{9515,37}{12} - \frac{717,2 \cdot 0,45}{6 \cdot 0,45^2} = 527,3 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{7,8,9} = \frac{9515,37}{12} + \frac{717,2 \cdot 0,45}{6 \cdot 0,45^2} = 1057,5 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{10,11,12} = \frac{9515,37}{12} + \frac{717,2 \cdot 1,35}{6 \cdot 1,35^2} = 881,45 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{4,5,6} = 1057,5 \text{ кН} > 890 \cdot 1,2 = 1068 \text{ кН, умова виконана.}$$

За розрахунком $\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1249,8}{1,4} = 890 \text{ кН} (\gamma_k = 1,4 - \text{коефіцієнт надійності по навантаженню})$.

Умова задовольняється. Навантаження занесемо в таблицю 2.6.

Таблиця 2.6 – Дані для розрахунку несучої здатності паль

Комбінація	№ палі	Навантаження
		$N_{\text{пл}}$, кН
I	1,2	704,45
	4,5	527,3
	7,8,9	1057,5
	10,11,12	881,45

Розрахунок ростверку на міцність

Розрахунок ростверку на продавлювання колоною Розрахунок на продавлювання колоною центрально-навантажених ростверків пальових фундаментів з кущами з більш ніж чотирьох паль проводиться з умови:

$$F_{per} \leq 2 \cdot h_0 \cdot R_{bt} \cdot \left[\frac{h_0}{c_1} \cdot (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} \cdot (h_{col} + c_1) \right] \quad (2.28)$$

$$F_{per} \leq 2 \cdot 0,6 \cdot 1800 \cdot \left[\frac{0,6}{0,55} \cdot (0,35 + 0,3) + \frac{0,6}{0,3} \cdot (0,35 + 0,55) \right] = 5569,8 \text{ кН}$$

При цьому продавлювання відбувається по бічній поверхні піраміди, висота якої дорівнює відстані по вертикалі від робочої арматури плити до низу колони, меншою основою служить площа перетину колони, а бічні грані, що проходять від зовнішніх граней колони до внутрішніх граней паль, нахилені до горизонталі під кутом не менше 45° і не більше кута, що відповідає піраміді $c = 0,4h_0$.

де F_{per} - розрахункова сила продавлювання, що дорівнює сумі реакції всіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання, кН.

$$F_{per} = 2 \cdot (881,45 \cdot 3) = 5288,7 \text{ кН}$$

$R_{bt} = 1800$ кПа - розрахунковий опір бетону розтягуванню для залізобетонних конструкцій з урахуванням коефіцієнта умов роботи бетону;

$h_0 = 0,6$ м - робоча висота перерізу ростверку на перевіряється ділянці, що дорівнює відстані від робочої арматури плити до низу колони, умовно розташованого на 5 см вище дна склянки;

$c_1 = 0,55$ м - відстань від грані колони з розміром b_{col} до паралельної їй площини, що проходить по внутрішній грані найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання;

$c_2 = 0,3$ м - відстань від грані колони з розміром h_{col} до паралельної їй площини, що проходить по внутрішній грані найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання.

Співвідношення i з h_0 приймається не менше 1 і не більше 2,5. При $c_i \geq h_0$, c_i приймається рівним h_0 ; при $c_i \leq 0,4h_0$, c_i приймається рівним $0,4h_0$.

$$F_{per} = 5288,7 \leq 2 \cdot 0,6 \cdot 1800 \cdot \left[\frac{0,6}{0,55} \cdot (0,35 + 0,3) + \frac{0,6}{0,3} \cdot (0,35 + 0,55) \right]$$

$$= 5569,8 \text{ кН}$$

Умова задовольняється. Проводимо перевірку на продавлювання кутовою сваєю. Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою сваєю проводиться за формулою:

$$N_{пл} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot (\beta_1(b_{02}) + \beta_2(b_{01})) \quad (2.29)$$

де $N_{пл} = 881,45 \text{ кН}$ - найбільше зусилля в кутовій палі;

$h_{01} = 0,6 \text{ м}$ - робоча висота ступені ростверка;

$b_{01}, b_{02} = 0,6 \text{ м}$ - відстань від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку;

$\beta_1 = 0,85, \beta_2 = 0,6$ – коефіцієнти.

$$881,45 < 1300 \cdot 0,6 \cdot (0,85 \cdot (0,6) + 0,6 \cdot (0,6)) = 1120 \text{ кН}$$

Умова виконується. Виконуємо розрахунок ростверку на вигин (рис 3.28). Розрахуємо і спроектуємо арматуру плитної частини фундаменту. Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, в перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи сходинки працюючими як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$\begin{aligned} M_{xi} &= N_{пл i} x_i \\ M_{yi} &= N_{пл i} y_i \end{aligned} \quad (2.30)$$

де $N_{пл i}$ - розрахункове навантаження на палю, кН; x_i, y_i - відстань від центру кожної палі в межах згинаємої консолі до розглянутого перерізу.

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s} \quad (2.31)$$

де h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури:

для перерізу 1 – 1: $h_{o1} = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55\text{ м}$;

для перерізу 1' – 1': $h_{o1}' = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55\text{ м}$;

R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-III - $R_s = 365\text{ МПа}$;

ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}, \quad (2.32)$$

b_i - ширина стиснутої зони перерізу; R_b - розрахунковий опір на осьове стискання, для бетону В20 – $R_b = 11,5\text{ МПа}$.

Результати розрахунку наведені в таблиці 3.7.

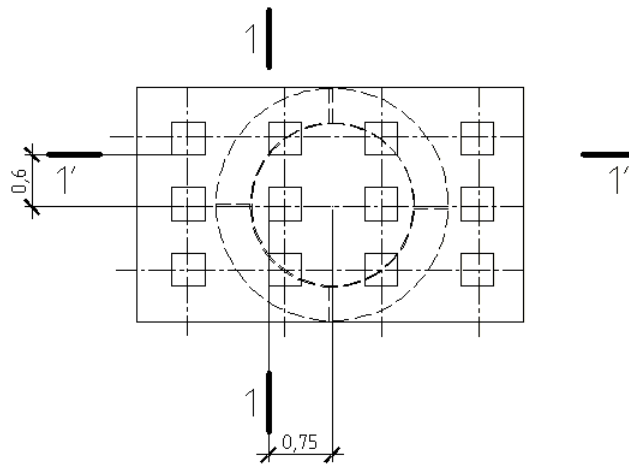


Рисунок 2.26 – Схема розрахунку ростверку на вигин

Таблиця 2.7 – Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту

Перетин	x_i, y_i , м	M , кН·м	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см ²
1-1	0,75	793,125	0,094	0,95	0,55	41,5
1'-1'	0,6	528,87	0,05	0,972	0,55	27,1

Конструюємо сітку С-1. Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, таким чином сітка С-1 має в напрямку l - 15Ø18 А-III з $A_s = 47,13 \text{ см}^2$ ($> 41,5 \text{ см}^2$), в напрямку b - 11Ø20 А-III з $A_s = 34,56 \text{ см}^2$ ($> 27,1 \text{ см}^2$). Довжину стрижнів приймаємо відповідно 3250мм і 2350мм.

Так само розверк армуємо двома сітками С-2, приймаючи робочу (поздовжню) арматуру конструктивно Ø12А-І з кроком 200мм, поперечну Ø6А-І. Довжина робочих стрижнів 550 мм, кількість в сітці – 16. Довжина поперечної арматури – 3250 мм, кількість в сітці – 15.

Вибір пальового обладнання

Вибираємо для забивання паль механічний молот. Відношення маси ударної частини молота m_4 до маси паль m_2 повинно бути не менше 1,5 . Оскільки $m_2 = 0,912 \text{ т}$ для кушового пальового фундаменту, приймаємо масу молота $m_4 = 4 \text{ т}$.

Відмову приймаємо за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}$$

де E_d -енергія удару, кДж, що визначається як $10 \cdot m_4 \cdot H = 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40$ кДж (тут $H = 1 \text{ м}$ - висота підйому молота);

A - площа поперечного перерізу палі, м^2 ;

η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м ;

F_d - несуча здатність палі, кН (приймаємо F_d виходячи з прийнятої $F_d/\gamma_k = 890 \text{ кН}$, тобто $F_d = 890 \cdot 1,4 = 1250 \text{ кН}$);

m_1 – повна маса молота (приймаємо $m_1 = m_4 = 4$));

m_2 - маса палі, т; m_3 - маса наголовника (приймаємо $m_3 = 0,2 \text{ т}$).

$$S_a = \frac{40 \cdot 1500 \cdot 0,09}{1250(1250 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{4 + 0,2(0,912 + 0,2)}{4 + 0,912 + 0,2} = 0,0025 \text{ м} = 0,25 \text{ см}$$

$0,25 > 0,2 \text{ см}$

Відмова знаходиться в рекомендованих межах, молот обраний правильно.

2.10 Висновки до розділу 2

У другому розділі виконано комплексний розрахунково-конструктивний аналіз несучої системи 20-поверхової офісної будівлі. Розглянуто конструктивну схему будівлі у вигляді металевого рамно-зв'язкового каркаса з монолітним залізобетонним ядром жорсткості та пальовим фундаментом, що є доцільним для висотних будівель зі значними вертикальними й горизонтальними навантаженнями.

Виконано детальний збір постійних, тимчасових та особливих навантажень, у тому числі навантажень від вітру, снігу, корисного навантаження та навантаження від гвинтокрила на вертолітному майданчику. За результатами чисельного розрахунку визначено внутрішні зусилля, моменти та переміщення в основних елементах каркаса. Отримані прогини та переміщення не перевищують гранично допустимих значень, що підтверджує достатню жорсткість конструктивної системи.

Проведено перевірку міцності та стійкості колон і балок, а також виконано конструювання вузлів сполучення елементів каркаса. Розрахунки показали, що прийняті перерізи металевих елементів забезпечують необхідну несучу здатність і відповідають вимогам чинних нормативів.

Окрему увагу приділено аналізу ґрунтових умов будівельного майданчика та проєктуванню фундаментів. Обґрунтовано доцільність застосування пальового фундаменту, виконано розрахунок несучої здатності паль і ростверку, а також перевірку осідань. Отримані результати підтвердили надійність і безпечність прийнятих фундаментних рішень.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

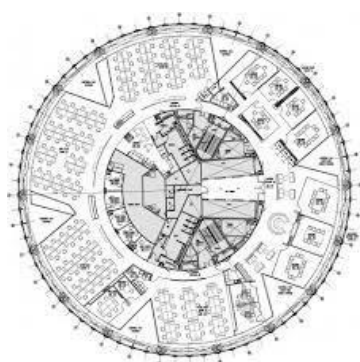
Численні дослідження газодинамічних показників будівель, виконані продуванням моделей в аеродинамічних трубах і комп'ютерною симуляцією за допомогою програмного забезпечення, показали, що оптимальною формою висотної будівлі в плані є коло або фігура, близька за формою до кола. Еліптичні та квадратні форми хоча і поступаються круглій, але також забезпечують достатню опірність будівлі горизонтальним навантаженням. Як приклад розглянемо будівлю «Сент-Мері Екс», розроблену архітектором Норманом Фостером в Лондоні в 2003 році (Рис 3.1).



а



б



в



г

а – зовнішній вигляд, б – конструкції, в – план будівлі, г – розріз будівлі.

Рисунок 3.1 – « Сент-Мері Екс», Лондон

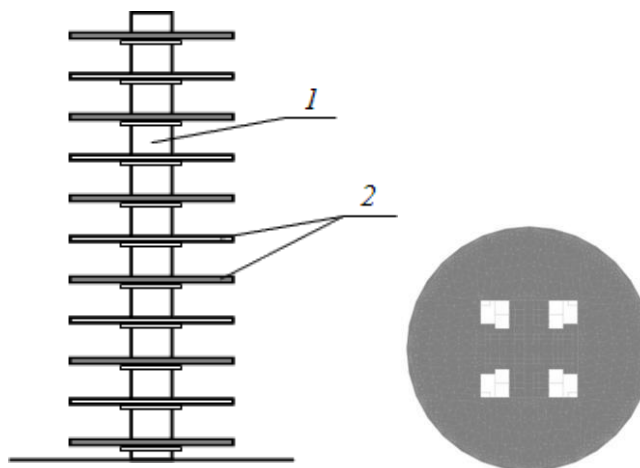
Ґрунтуючись на результатах дослідження в напрямку оптимальної форми висотних будівель, ми прийняли будівлю круглу в плані. Конструктивне рішення решітки має ромбоподібну структуру елементів фасаду будівлі, аналогічно прийнятому рішенню. Розглянемо варіанти конструктивних несучих структур висотних будівель:

- система з центральним ядром;
- скоса решітчаста коробка з внутрішніми колонами;
- каркасно-зв'язувальна система;
- оболонкова система;
- каркасно-зв'язкова система з жорстким диском перекриття;
- оболонкова система з жорстким диском перекриття.

Загальним конструктивним рішенням несучих елементів систем є монолітне ядро жорсткості. Розглянуто два варіанти з різним розташуванням сходово-ліфтових вузлів у поєднанні з вентиляційними шахтами. Площа ядра займає 20% від площі поверху.

Ствольно-конструктивна система

Ствольно-конструктивна система (рис. 3.2) має консольні монолітні перекриття, що спираються на ядро жорсткості. Ромбоподібної форми можна досягти шляхом застосування структурного навісного застеленого фасаду (рис. 3.3). Такий фасад є оболонковою системою. Вітрові навантаження вертикально передаються з поверхів на фундамент через основу. Перекриття виступають в ролі основних горизонтальних конструктивних елементів будівлі, які розчленовують її по висоті поверху і утворюють горизонтальні жорсткі диски. Вони об'єднують вертикальний несуче ядро жорсткості, забезпечуючи роботу будівлі як єдине ціле.



1 – збірний або монолітний ствол жорсткості, 2 – консольні міжповерхові перекриття.

Рисунок 3.2 – Ствольна конструктивна система



Рисунок 3.3 – Структурний навісний застлений фасад

Найбільш доцільне застосування ствольної системи для компактних в плані багатоповерхових будівель, особливо в сейсмостійкому будівництві, а також в умовах нерівномірних деформацій основи. Ствольні системи забезпечують різноманітність планувальних рішень, оскільки простір між стовбуром і зовнішніми огорожувальними конструкціями вільний від опор.

Однак, ствольно-конструктивна система виконується повністю з бетону, що значно збільшує масу будівлі, отже збільшуються навантаження на фундамент. Для забезпечення несучої здатності всіх елементів, потрібна велика витрата матеріалів. І вартість будівлі значно збільшується.

1. Косоурова решітчаста коробка з внутрішніми колонами

Косична решітчаста конструктивна система (рис. 3.4) з внутрішніми колонами складається з наступних несучих елементів: внутрішніх колон; ригелів, з'єднаних у двох напрямках жорсткими зварними вузлами в рамні системи; зв'язків, розташованих по периметру будівлі. Колони сприймають вертикальні стискаючі навантаження від ваги несучих і огорожувальних конструкцій, і навантаження від ефекту заземлення в вузлах їх сполучення з ригелями рамної системи. Всі внутрішні зусилля, що виникають в колонах, передаються на фундамент.



Рисунок 3.4 – Розкосно решітчаста коробка з внутрішніми колонами

Колони виконуються складеного перетину на основі п'ятигранних труб, заповнених бетоном для підвищення несучої здатності і жорсткості. У габаритах перетину колон можна розташовувати інженерні комунікації. Система будівлі з розкосною решітчастою коробкою і внутрішніми колонами є матеріаломісткою і трудомісткою через складність монтажу. Внутрішні колони займатимуть 10-15% від корисної площі поверху.

Каркасно-зв'язувальна система

Каркасно-зв'язувальна структура (рис. 3.5) має сталевий каркас, що складається з зовнішніх несучих колон; ригелів, з'єднаних у двох напрямках жорсткими зварними вузлами в рамні системи; зв'язків, розташованих по периметру будівлі. Колони сприймають поперечні сили і згинальні моменти від впливу вітрових і сейсмічних навантажень. Розпірки виступають в якості зв'язків, які розвантажують колони. Опорою для поверхів служить горизонтальна кільцева

рамна система, що складається з головних і другорядних балок.

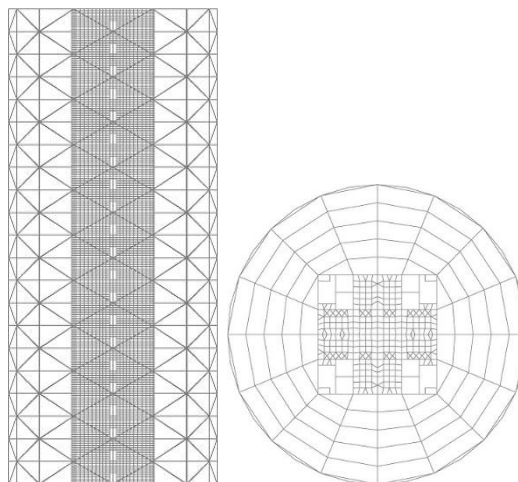


Рисунок 3.5 – Каркасно-зв'язувальна структура

Каркасно-зв'язувальна система забезпечує високу жорсткість і однорідність структури. Це дозволяє відмовитися від установки внутрішніх колон, тим самим забезпечуючи вільний простір для об'ємно-планувальних рішень.

Оболонкова система

Оболонкова структура (рис. 3.6) має несучі сталеві розкоси, що виконують роль оболонки будівлі, і ригелі, з'єднані в двох напрямках жорсткими зварними вузлами в рамні системи, що з'єднують оболонку з ядром жорсткості. Горизонтальна кільцева ригельна система з головних і другорядних балок служить опорою для поверхів.

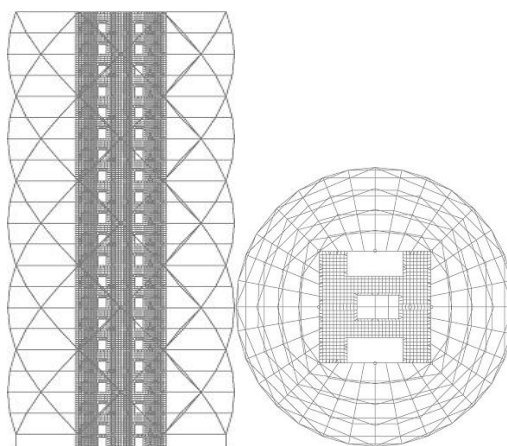


Рисунок 3.6 – Оболонкова структура

Жорсткість діагональної решітки дозволяє залишити більше вільного внутрішнього простору.

Перші три поверхи мають різне розташування горизонтальної балкової системи в плані, які при нарощуванні будівлі по висоті повторюються. Таким чином, ромбоподібна оболонка має опуклу і закручену форму.

Каркасно-зв'язувальна система з жорстким диском перекриття

Система включає в себе сталеву каркасно-зв'язкову структуру (рис. 1.7), доповнену монолітними плитами перекриття, які утворюють горизонтальні жорсткі диски.

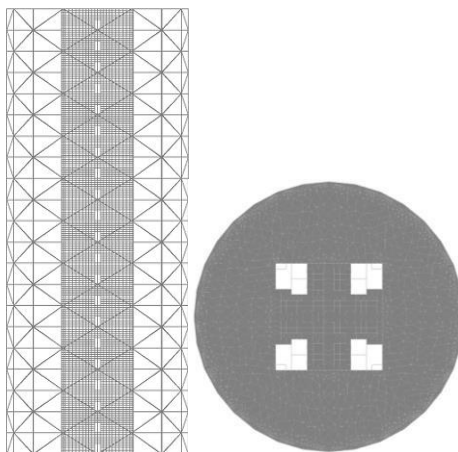


Рисунок 3.7 – Каркасно-зв'язувальна структура з жорстким диском перекриття

Каркасно-зв'язувальна система з монолітним перекриттям є жорсткою системою, що забезпечується спільною роботою сталевого рамного каркаса з монолітними плитами перекриття. Система призначена для будівництва висотних будівель у сейсмічних районах.

3.1 Навантаження, що діють на колони і перекриття, передаються на фундамент

Каркасно-зв'язувальна система з жорстким диском перекриття збільшує витрату бетону, масу і вартість будівлі в порівнянні з системою без

залізобетонних перекриттів.

Оболонкова система з жорстким диском перекриття

Оболонкова система з жорстким диском (рис. 3.8) перекриття повторює конструктив оболонкової системи, доповненої монолітними плитами перекриття, які утворюють горизонтальні жорсткі диски.

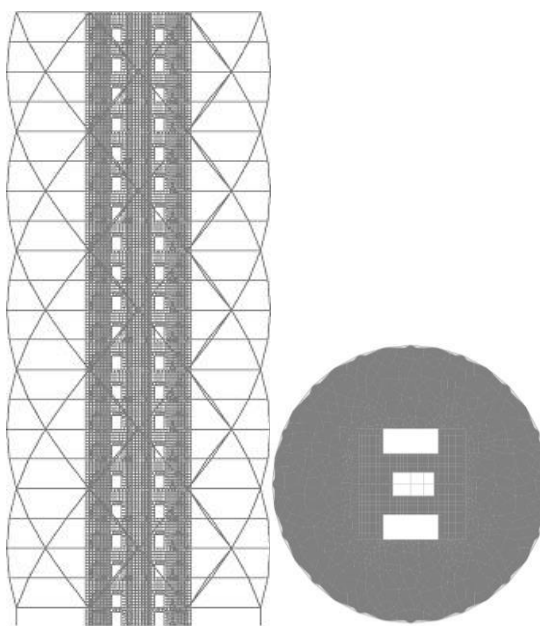


Рисунок 3.8 – Оболонкова структура з жорстким диском перекриття

Оболонкова система з монолітним перекриттям є дуже жорсткою системою. Така жорсткість забезпечується спільною роботою сталевого рамного каркаса з монолітними плитами перекриття. Система призначена для будівництва висотних будівель у сейсмічних районах.

Внутрішні навантаження від ваги людей і обладнання сприймаються в у монолітними перекриттями, які передають їх на ядро жорсткості. Зовнішні (атмосферні) навантаження сприймаються оболонковою структурою.

Оболонкова система з жорстким диском перекриття збільшує витрату бетону, масу і вартість будівлі в порівнянні з системою без залізобетонних перекриттів.

На основі аналізу конструктивних рішень, найбільш жорсткими і унікальними за своєю структурою є:

- каркасно-зв'язувальна система;
- оболонкова система;
- каркасно-зв'язувальна система з жорстким диском перекриття;
- оболонкова система з жорстким диском перекриття.

Виконаємо попередні розрахунки цих систем з використанням програмного комплексу SCAD Office і проведемо порівняльний аналіз переміщень. Результати представлені в таблицях 3.1 і 3.2.

Таблиця 3.1 – Порівняння переміщень каркасно-зв'язкових систем

Навантаження	Переміщення, мм	
	У будівлі з каркасно-зв'язковою системою	У будівлі з каркасно-кроквяною системою з жорстким диском перекриття
Власна вага конструкцій	14,0	52,64
Навантаження від офісних перегородок	18,04	9,97
Навантаження від людей, які перебувають у будівлі	14,93	10,4
Вітрове навантаження	13,0	12,4
Снігове навантаження	4,85	4,8
Навантаження від гелікоптера	2,74	2,7
Комбінація навантажень	79	71,7

Таблиця 3.2 – Порівняння переміщень оболонкових систем

Навантаження	Переміщення, мм	
	У будівлі з оболонковою системою	У будівлі з оболонковою системою з жорстким диском перекриття
Власна вага конструкцій	17,5	66,3
Навантаження від офісних перегородок	44,73	22,2
Навантаження від людей, які перебувають у будівлі	22	19
Вітрове навантаження	32	29
Снігове навантаження	4,5	4
Навантаження від гелікоптера	4,2	4,3
Комбінація навантажень	123,4	114,8

На основі аналізу попереднього регулювання отримали наступні дані:

- з таблиці 3.1 видно, що сумарні переміщення від комбінації навантажень у будівлі з каркасно-зв'язковою системою з жорстким диском перекриття становлять 71,7 мм, тоді як будівля з каркасно-зв'язковою системою має переміщення, рівні 79 мм (різниця становить приблизно 10%).

- з таблиці 3.2 видно, що сумарні переміщення від комбінації навантажень в будівлі з оболонковою системою з жорстким диском перекриття складають 114,8 мм, в той час як будівля з оболонковою системою має переміщення, рівні 123,4 мм (різниця становить приблизно 10%).

Зміни переміщень у будівлях можна відзначити від власної ваги конструкцій, оскільки збільшення маси залізобетонних перекриттів призвело до значного підвищення матеріаломісткості та трудовитрат будівлі в цілому. Отже, застосування каркасно-зв'язкової та оболонкової систем з жорсткими дисками перекриття не є вигідним, оскільки значення переміщень при регулюванні зменшилися незначно, а витрата бетону, маса будівель і вартість будівництва збільшилися приблизно на 50%.

В рамках кваліфікаційної роботи приймаємо для розробки проєкту каркасно-в'язеву (І варіант) і оболонкову (ІІ варіант) системи, як найбільш раціональні.

3.2 Висновки до розділу 3

У третьому розділі кваліфікаційної роботи виконано науково-дослідне обґрунтування вибору круглої форми висотної будівлі з точки зору її аеродинамічних та просторово-жорсткісних характеристик. На основі аналізу наукових досліджень і результатів чисельного моделювання встановлено, що будівлі з круглою або близькою до кола формою в плані мають більш сприятливі показники взаємодії з вітровими потоками.

Застосування круглої форми дозволяє зменшити вітрові навантаження, уникнути локальних зон підвищеного тиску та знизити динамічний вплив вітру

на конструкції. Це позитивно впливає на роботу несучого каркаса, зменшує деформації та підвищує загальну просторову стійкість будівлі.

Отримані результати підтверджують доцільність поєднання круглої форми в плані з центральним ядром жорсткості для висотних офісних будівель. Проведене дослідження має практичну цінність і може бути використане при проєктуванні сучасних висотних споруд у районах із підвищеними вітровими навантаженнями.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві

З метою забезпечення сприятливих для здоров'я умов праці, високого рівня працездатності, профілактики травматизму і професійних захворювань, отруєнь та відвернення іншої можливої шкоди для здоров'я на підприємствах, в установах і організаціях різних форм власності повинні встановлюватися єдині санітарно-гігієнічні вимоги до організації виробничих процесів, пов'язаних з діяльністю людей, а також до якості машин, обладнання, будівель та інших об'єктів, які можуть мати шкідливий вплив на здоров'я. Всі державні стандарти, технічні умови і промислові зразки обов'язково погоджуються з органами охорони здоров'я в порядку, встановленому законодавством. Власники і керівники підприємств, установ та організацій зобов'язані забезпечити в їхній діяльності виконання правил техніки безпеки, виробничої санітарії та інших вимог щодо охорони здоров'я, передбачених законодавством, не допускати шкідливого впливу на здоров'я людей (ст. 28 Основ законодавства України про охорону здоров'я).

Власник зобов'язаний створити в кожному структурному підрозділі й на робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативних актів, а також забезпечити дотримання прав працівників, гарантованих чинним законодавством.

З цією метою власник забезпечує функціонування системи управління охороною здоров'я, для чого створює на підприємстві підрозділи, які традиційно іменуються службою охорони праці. Типове положення про службу охорони праці затверджене наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 15 листопада 2004 р. № 255. Служба охорони праці створюється на підприємствах з кількістю працюючих 50 і більше осіб. На підприємстві з кількістю працюючих менше 50 осіб функції служби охорони праці можуть виконувати у порядку сумісництва (суміщення) особи, які мають відповідну

підготовку. На підприємстві з кількістю працюючих менше 20 осіб для виконання функцій служби охорони праці можуть залучатися сторонні спеціалісти на договірних засадах, які мають виробничий стаж роботи не менше трьох років і пройшли навчання з охорони праці. Служба охорони праці підпорядковується безпосередньо роботодавцю. Ліквідація служби охорони праці допускається тільки у разі ліквідації підприємства чи припинення використання найманої праці фізичною особою.

На службу охорони праці покладено виконання таких завдань. У разі відсутності впровадженої системи якості відповідно до ISO 9001, опрацювання ефективної системи управління охороною праці на підприємстві та сприяння удосконаленню діяльності у цьому напрямку кожного структурного підрозділу і кожного працівника; забезпечення фахової підтримки рішень роботодавця з цих питань; організація проведення профілактичних заходів, спрямованих на усунення шкідливих і небезпечних виробничих факторів, запобігання нещасним випадкам на виробництві, професійним захворюванням та іншим випадкам загрози життю або здоров'ю працівників; вивчення та сприяння впровадженню у виробництво досягнень науки і техніки, прогресивних і безпечних технологій, сучасних засобів колективного та індивідуального захисту працівників; контроль за дотриманням працівниками вимог законів та інших нормативно-правових актів з охорони праці, положень (у разі наявності) галузевої угоди, розділу "Охорона праці", колективного договору та актів з охорони праці, що діють у межах підприємства; інформування та надання роз'яснень працівникам підприємства з питань охорони праці.

4.1.2 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 підмащування: автомобільних гідравлічних підйомників (АГП), телескопічних підйомників, кошиків, 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.

4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1

У підрозділі 4.1 кваліфікаційної роботи розглянуто питання охорони праці під час будівництва та подальшої експлуатації 20-поверхового офісного бізнес-центру круглої форми в плані. Встановлено, що виконання робіт на об'єкті такого класу складності належить до робіт з підвищеним рівнем небезпеки, що обумовлено значною висотою будівлі, застосуванням металевих конструкцій великої маси, використанням вантажопідіймальних механізмів і виконанням робіт на висоті.

У процесі аналізу визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для будівельного майданчика висотної будівлі, зокрема ризик падіння працівників з висоти, можливість травмування при монтажі металевого каркаса, вплив підвищеного рівня шуму та вібрацій, а також небезпеку ураження електричним струмом під час експлуатації будівельної техніки та електроінструментів.

У роботі запропоновано систему організаційних і технічних заходів з охорони праці, що включає проведення обов'язкових інструктажів, застосування засобів індивідуального та колективного захисту, огороження небезпечних зон, раціональну організацію робочих місць та постійний контроль за дотриманням правил безпеки.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Заходи при землетрусі

Землетруси починаються раптово і охоплюють значні території. Руйнування будівель, зсуви і обвали крутих схилів є головними причинами людських жертв і великих матеріальних збитків при сильних землетрусах. Сейсмічними вважають райони, де зареєстровані або теоретично очікувані землетруси у 6 балів та вище. Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах зведено до вжиття таких заходів:

1. Вибір ділянки для будівництва.
2. Вибір конструктивного рішення (КР) та об'ємно-планувального рішення (ОПР).
3. Забезпечення високої якості будівництва.
4. Поділ будівель і споруд антисейсмічними швами.

Будівельні майданчики під населені пункти і споруди обираються з урахуванням геологічних даних, якнайдалі від можливих або явних розривних по-рушень, далеко від крутих схилів, що загрожують обвалами і зсувами. Неприятливими для будівництва вважають пухкі ґрунти і тріщинуваті породи. При виборі ділянки для забудови враховують такі поняття як сейсмостійкість будівельних об'єктів та сейсмічність будівельного майданчика. Сейсмостійкістю називають здатність ґрунтів, будівель і споруд протистояти сейсмічним впливам. Заходи з підвищення сейсмостійкості будівель застосовуються у районах із сейсмічністю у 7 балів і вище. Нормативне обґрунтування цих заходів здійснюється за «ДБН В.1.112:2006. Будівництво у сейсмічних районах України». За сейсмічності більше 9 балів зведення капітальних будівель заборонено.

4.2.2 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.

4.2.4 Висновки до підрозділу 4.2

У підрозділі 4.2 кваліфікаційної роботи розглянуто питання забезпечення безпеки офісної будівлі в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру. Особливу увагу приділено аналізу стійкості 20-поверхової будівлі до дії небезпечних факторів, зокрема ударної хвилі, а також оцінці

можливих наслідків таких впливів для несучих конструкцій і людей, які перебувають у будівлі.

У ході аналізу встановлено, що рівень безпеки об'єкта в надзвичайних ситуаціях значною мірою залежить від просторової жорсткості будівлі, ефективності роботи центрального залізобетонного ядра жорсткості та раціональності планувальних рішень. Прийнята конструктивна схема забезпечує перерозподіл внутрішніх зусиль між елементами каркаса та сприяє збереженню несучої здатності будівлі при екстремальних впливах у межах нормативних значень.

У підрозділі також обґрунтовано організаційні заходи цивільного захисту, зокрема забезпечення нормативних шляхів евакуації, наявність безпечних зон, функціонування систем оповіщення та інформування персоналу і відвідувачів про порядок дій у разі виникнення надзвичайних ситуацій. Запропоновані заходи дозволяють зменшити можливі людські та матеріальні втрати та підвищують рівень загальної безпеки експлуатації офісного бізнес-центру.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті виконання кваліфікаційної роботи було розроблено проєкт 20-поверхового офісного бізнес-центру круглої форми в плані, який відповідає сучасним вимогам до висотних громадських будівель. Робота виконувалась відповідно до чинних будівельних норм, державних стандартів і методичних рекомендацій, що забезпечило комплексний та обґрунтований підхід до вирішення поставлених архітектурно-інженерних завдань.

У межах архітектурно-будівельного розділу обґрунтовано вибір круглої форми будівлі в плані, що дозволяє ефективно організувати внутрішній простір офісних приміщень, зменшити вплив вітрових навантажень та підвищити просторову стійкість споруди. Функціональне зонування будівлі забезпечує зручні умови експлуатації, а прийняті рішення з пожежної безпеки та евакуації відповідають вимогам чинних нормативів.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано чисельний аналіз несучої системи будівлі з використанням сучасних програмних засобів. Результати розрахунків підтвердили достатню міцність, жорсткість і стійкість металевого каркаса, центрального ядра жорсткості та пальового фундаменту. Прийняті конструктивні рішення забезпечують безпечну та довговічну експлуатацію будівлі в умовах дії вертикальних і горизонтальних навантажень.

Науково-дослідний розділ присвячено аналізу впливу форми будівлі на її аеродинамічні та деформаційні характеристики. Отримані результати підтвердили доцільність застосування круглої форми для висотних офісних будівель, особливо в районах із підвищеними вітровими навантаженнями.

Розділ з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях доповнює інженерну частину проєкту та підтверджує, що запропоновані організаційні й технічні заходи забезпечують належний рівень безпеки під час будівництва та експлуатації будівлі.

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. Ігнат'єва, В. Б. (2022). Аналіз роботи профільних виробів, армованих волокнами композитів у конструкції. *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 “*, 60-61.
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. Ігнат'єва, В. Б., & Гудь, М. І. (2021). Особливості роботи профільних виробів з композиційних матеріалів у будівельних конструкціях, розташованих в сейсмічних районах. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, (20), 19-25.
19. Ігнат'єва, В. Б., Паньків, В. О., Тимкович, В. М., Синюк, С. В., & Сокотов, Ю. В. (2024). Великопролітні арочні конструкції покриття. *Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 20-21.
20. Цвігун, О. М., Риндич, Н. І., & Ігнат'єва, В. Б. (2023). Особливості роботи вантових систем. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 104-104.
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. Ігнат'єва, В. Б., & Гудь, М. І. (2021). Особливості роботи профільних виробів з композиційних матеріалів у будівельних конструкціях, розташованих в сейсмічних районах. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, (20), 19-25..

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

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

34. 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.