Додаток Б

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР. 202 “С” 2022.02.04. 026 ПЗ

Білозуб Євген Юрійович

2022 р.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

Додаток В

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) _____

УДК 624.04:725.35(477.411)

ПОГОДЖЕНО	***ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ***
Декан факультету (Директор ННІ)	**Завідувач кафедри**
Конструювання та дизайну	Будівництва
(назва факультету (ННІ))	(назва кафедри)
_____ Ружило З.В.	_____ Бакулін Є.А.
(підпис) (ПІБ)	(підпис) (ПІБ)
“ ” _____ 20 _ р.	“ ” _____ 20 _ р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему Проектування висотного-стелажного складу логістичного центру в м.Києві

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Освітня програма Будівництво та цивільна інженерія
(назва)

Орієнтація освітньої програми Освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

_____ _____ Фесенко О.А.
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

_____ _____ Бакулін Є.А.
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав _____ Білозуб Є.Ю.
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2022

Додаток Д

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри_____

_____

(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

“____” _____20_____року

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Білозуб Євген Юрійович

(прізвище, ім’я, по батькові)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма Будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми Освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи Проектування висотного-стелажного складу логістичного центру в м. Києві

затверджена наказом ректора НУБіП України від “ ” 20__ р. №

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні та топогеодезичні умови будівельного майданчика, природно-кліматичні умови району будівництва, навантаження та впливи.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Об’ємно планувальні та архітектурні рішення об’єкту проектування
2. Конструктивні та технологічні рішення проектування
3. Науково-дослідча частина

Перелік графічного матеріалу (за потреби) Архітектура, фасади, розрізи, вузли, технологія та організація будівельного виробництва, результати наукових досліджень.

Дата видачі завдання “ ” _____20___ р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____ _____

(підпис) (прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання _____ _____

З М І С Т

ВСТУП

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Особливості конструкції висотна-стелажного складу на основі несучих стелажів

1.2 Математична модель висотного стелажного складу

2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

2.1. Технологічні показники та потужиості

2.2. Загальна характеристика висотно-стелажного складу

2.3. Об'ємно-планувальні рішення

2.4. Архітектурно-конструктивні рішення

2.5. Інженерне забезпечення

2.6. Протипожежні заходи

2.7. Технічне оснащення

2.8. Технологічна частина

2.9. Основні техніко-економічні показники

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1. Вихідні положення

3.2. Вихідні данні для розрахунку у ПК «МОНОМАХ»

3.2.1. Розрахунок на горизонтальні навантаження

3.2.2. Результати розрахунку

3.3. Розрахунок діафрагми жорсткості «ДЖ-1»

3.4. Розрахунок пілона «П-1»

4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

4.1. Інженерно-геологічні вишукування (витяг зі звіту)

4.2. Визначення взаемного впливу фундаментів

4.3. Розрахунок фундаментів по осі 17'

4.4. Розрахунок палі

5. ТЕХНОЛОГІЧНА ЧАСТИНА

5.1. Область застосування буронабивних паль

5.2. Вимоги по влаштуванню буронабивних паль

5.3. Технологічна послідовність виконання робіт

5.4. Вимоги якості

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1. Організаційно-технологічні засади виконання робіт

6.1.1. Підготовчий період

6.1.2. Роботи нульового циклу

НУБіП України

6.1.3. Основний період будівництва
6.1.4. Виконання робіт в зимовий період
6.2. Тимчасові будівлі та споруди
6.3. Вибір монтажних кранів за технічними характеристиками
6.4. Розрахунок потреб у воді та електроенергії
6.4.1. Потреби води
6.4.2. Потреби електрозабезпечення

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА
7.1. Система показників об'єктів будівництва
7.2. Приклад розрахунку кошторисної вартості (приведено у додатку)

8. ОХОРОНА ПРАЦІ
8.1. Забезпечення безпечності при розрахунку металевих конструкцій
Охорона праці при виконанні будівельно-монтажних робіт
8.3. Вимоги з санітарно-побутового обслуговування
8.4. Проектні протипожежні заходи

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА
9.1 Система зв'язків елементів металевого каркаса
9.2 Розрахунок висотна- стелажного складу на основі несучих стелажів
ВИСНОВКИ

10. ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

ДОДАТКИ

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

ВСТУП

Застосовувати металоконструкції в будівництві в світовій історії почали далеко не вчора. Металоконструкції почали застосовуватися в будівництві ще в XVIII - XIX ст. Основним матеріалом для виготовлення металевих конструкцій, на той час, був чавун. Разом з тим, початком широкого використання металоконструкцій у будівельній галузі, слід вважати початок XIX століття, коли були освоєні промислові способи виробництва сталі. До кінця XIX століття за кордоном були побудовані будівлі значних розмірів, основні конструкції яких були виготовлені зі сталі: Бруклінський міст в Нью-Йорку, Ейфелева вежа в Парижі. З тих пір металеві конструкції активно застосовують в будівництві і архітектурі.

Найперші несучі металеві конструкції в Україні почали застосовувати ще в XVII столітті. Це були перекриття з металу в трапезній Троїце-Сергіївського монастиря, які зводилися протягом десяти років, в період з 1686 року по 1696 рік.

Дуже активне виготовлення металоконструкцій в будівництві будівель та інженерних споруд, почалось в середині XX століття. Будинки, в основному, були у вигляді арок або склепінь. Конструкції збиралися з однакових частин металевого профілю.

На сьогоднішній день виготовлення металоконструкцій настільки популярно, що вони стали використовуватися, практично скрізь.

Світовим лідером серед найвищих ґратчастих споруд з металоконструкцій, є Київська телевізійна вежа, висота якої становить 385 метрів. Вона вища за Ейфелеву вежу на 85 метрів, і легша більш ніж в 2,5 рази. Вона була побудована у 1973 році, її вага становить 2700 т. Винятковим є те, що ця вежа зібрана без єдиного болта або заклепки. Всі деталі при виготовлення металоконструкцій були з'єднані за допомогою електрозва- рювання. При зведенні цієї споруди монтаж проводився з землі, нарощувалися конструкції знизу, потім вежа

піднімалася, далі обростали наступні секції. Тому не був задіяний жоден підйомний кран або вертоліт.

У сучасній будівельній галузі металеві конструкції набувають все більшого поширення завдяки своїм численним перевагам у порівнянні з іншими будівельними матеріалами. Поняття «металоконструкції» включає в себе всі вироби, виконані із застосуванням чорного або кольорового металопрокату. Будівельні металоконструкції бувають несучими та огороджувальними та використовуються для зведення будівель і споруд. Вони утворюють каркас будівлі або споруди, який сприймає постійні або тимчасові навантаження: навантаження від власної ваги; маси огороджувальних конструкцій; технологічного обладнання; атмосферні навантаження. Металоконструкції застосовуються для будівництва об'єктів соціального призначення (будинки, сади, магазини, навчальні заклади, басейни, спортивні комплекси та ін.), промислові будівлі і споруди, комерційні споруди (ангари, склади, рекламні металоконструкції), інженерні споруди (мости, вежі, труби, резервуари), для зведення малих архітектурних форм та інше.

Повна заводська готовність, швидкість та легкість монтажу, зручність транспортування, високі механічні властивості, надійність і міцність, довговічність, економічна вигода - ось неповний перелік переваг сталевих будівельних конструкцій.

На сьогоднішній день будь-яке будівництво неможливо без застосування цих матеріалів.

Каркаси з металу володіють багатьма перевагами в порівнянні з іншими способами будівництва об'єктів:

- По-перше, це механічні та хімічні властивості металу, а саме, висока міцність матеріалу, надійність, високі експлуатаційні характеристики.

- По-друге, застосування металевого каркаса в будівництві скорочує час зведення всієї споруди в цілому через простоту монтажу.

До того ж, виробництво та будівництво з використанням каркаса можливо вести цілий рік.

Металеві конструкції також характеризуються високою теплопровідністю, тобто, вирішено проблему утворення «містків холоду» (ділянки конструкції будівлі або споруди, через які здійснюється підвищена тепловіддача: ці ділянки будуть значно холоднішi взимку). Створення так званих «термопрофілей» вирішує цю проблему. Термопрофіль - це перфорована балка для збільшення тривалості проходження тепла через конструкцію. Наявність перфорації збільшує тепловий потік, за рахунок чого змінюються теплові втрати.

Ще однією перевагою каркасних будівель є можливість їх зведення на легких фундаментах. У разі болтового з'єднання елементів каркаса можливий подальший демонтаж споруди і перенесення її на інший будівельний майданчик.

Висока пожежна безпека, високий ступінь заводської готовності та зручність транспортування, також сприяють зменшенню собівартості зведення будівель і споруд з металевих каркасів.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Особливості конструкції висотна-стелажного складу на основі несучих стелажів

Швидкий розвиток світової економіки і технологій в 70х роках минулого століття вимагав відповідного розвитку транспортної логістичної та складської інфраструктури. Стрімке зростання виробництва і споживання товарів у всьому світі, зростання вартості землі і робочої сили у високорозвинених країнах змусив шукати нові рішення в галузі технологій зберігання і дистрибуції. Виходячи з перерахованих вище факторів, народилася ідея будівництва висотних автоматизованих складів, в яких роль каркаса будівлі виконує стелажна система зберігання, див. рис. 1.1.

Рис. 1.1. Висотна стелажна система складів

Дійсно, на відміну від традиційного горизонтального складу (Flat warehouse), що має каркас у вигляді капітальної сітки колон, і обладнаного окремо стоячою стелажної системою, як правило, не перевищує за висотою 14 метрів, склад на основі несучих висотних стелажів може мати висоту до декількох десятків метрів. Часто складські будівлі проектуються таким чином, що частина будівлі для висотного автоматизованого зберігання на несучих стелажах поєднується з традиційним складським приміщенням, де розташовуються зони приймання, відвантаження, комплектації тощо Конструкція конкретного складської будівлі залежить від тих завдань, які належить вирішувати на складі. Робочі процеси, які необхідно реалізувати, визначають конструкцію будівлі і внутрішньо складську логістику.

Такі показники є ключовими і визначають сферу застосування для висотних автоматизованих складів на несучих стелажах:

- Великі обсяги зберігання палетованих вантажів;
- Високий оббіг товарів на складі;
- Висока швидкість робочих процесів на складі;
- Велика кількість збережених артикулів;
- Велика кількість артикулів в одиничному відвантаженні зі складу (відвантаження збірних замовлень).

У переважній більшості випадків власниками висотних автоматизованих складів на несучих стелажах є великі виробничі та торгові компанії, що самостійно займаються дистрибуцією товарів. У тому числі компанії, що займаються виробництвом і дистрибуцією продовольчих товарів, так як висотний автоматизований склад з успіхом може бути реалізований як склад-холодильник або склад-морозильна камера. Такі компанії будують Rack Clads для власних потреб, розміщуючи склад територіально у центрі зони дистрибуції, як правило, поблизу великих міст. Великі інвестиції, необхідні для будівництва автоматизованих висотних складів не під силу для невеликих компаній, які будують традиційні склади невеликого об'єму або орендують складські площі у логістичних операторів. Разом з тим, операційні витрати на експлуатацію

автоматизованих висотних складів за оцінками на 40%-60% менше, ніж на експлуатацію традиційних складів, де використовується праця великої кількості операційного персоналу. Це є ще однією перевагою автоматизованих Rack Clads, що обумовлює вигідність їх будівництва в регіонах, економічно розвинених, у яких вартість робочої сили висока.

Великі інвестиції, необхідні для реалізації проекту з будівництва автоматизованого Rack Clad, визначаються високою технічною складністю, великою кількістю автоматичного устаткування, необхідністю інсталяції спеціалізованого програмного продукту (WMS), необхідністю навчання персоналу складу тощо. Більших витрат потребує менеджмент проекту на всьому шляху реалізації, починаючи від проектних робіт і закінчуючи етапом запуску об'єкта. Це викликано великою кількістю учасників таких проектів: архітектурно-проектних організацій, розробників логістичної концепції, постачальників стелажного і технологічного обладнання, розробників і постачальників програмного забезпечення, а також компаній-інтеграторів, що забезпечують успішний запуск роботи складу та постановку бізнес-процесів.

Складність проектування Rack Clad полягає в тому, що стелажі, що складають каркас будівлі, крім навантаження від товару також несуть на собі вагу стін і покрівлі будівлі складу, а також приймають на себе зовнішні навантаження на будівлю, наприклад від вітру та атмосферних опадів. Тому важливим фактором є переважаючий напрям вітру на ділянці забудови. Ділянка повинна плануватися таким чином, щоб будівля складу було зорієнтовано згідно з переважним напрямком вітру – каркас будівлі повинен оптимальним чином розподіляти навантаження від тиску вітру на стіну складу. Враховуючи великі висоту споруди та площу стін, навантаження від вітру є дуже серйозною інженерною проблемою. При виборі ділянки під будівництво висотного складу на основі несучих стелажів необхідно також враховувати геологію і сейсмічну активність регіону.

Зведення Rack Clad починається з пальового поля, будівництва фундаменту, підлоги і цоколю. До бетонної стяжки підлоги пред'являються

особливі вимоги – бетон повинен володіти дуже високими характеристиками міцності, щоб витримувати точкові навантаження від опорних п'ят стелажних рам, що несуть на собі вагу всього будинку разом із вантажем, що зберігається на стелажах.

Опорні п'яти стелажних рам кріпляться до підлоги за допомогою потужних анкерних болтів, які заливаються в отвори в підлозі без усадочним розчином, див. рис. 1.2.

Рис. 1.2. Вузол кріплення опорної стійки стелажу до підлоги

Каркас складу являє собою стелажний блок, що складається з компонентів, конструктивно близьких до компонентів фронтального вантажного палетного стелажу. Для забезпечення жорсткості конструкції застосовуються ті ж принципи:

- в напрямку вздовж стелажного ряду (Down aisle direction) жорсткість забезпечується фіксацією вузлових точок з'єднання поздовжніх несучих балок і стійок стелажних рам, а також системою вертикальних перехресних зв'язків (Bracing);
- в напрямку поперек стелажного ряду (Cross aisle direction) жорсткість досягається за рахунок набору діагоналей і горизонталей стелажної рами.

На відміну від звичайної окремо стоячої стелажної системи, несучий стелажний блок висотного складу зазнає суттєвих деформацій кручення, що

спричинені дією зовнішніх навантажень на будівлю складу. Для рівномірного перерозподілу і опору цим навантаженням застосовуються потужні профілі стійок стелажних рам, посилений набір діагоналей і горизонталей рами, система потужних перехресних зв'язків, проміжні К-образні вертикальні розпірки, див. рис. 1.3.

Рис. 1.3. Конструктивне рішення висотних стелажів

Дуже важливим фактором є якість з'єднань у вузлових точках конструкції, міцність і точність установки елементів кріплення. Основний принцип при проектуванні стелажного несучого блоку висотного складу – симетричність конструкції у всіх напрямках, див. рис. 1.4.

Рис. 1.4. Стелажний несучий блок

Максимальні навантаження припадають на нижні частини стійок стелажних рам. У зв'язку з великою висотою рам, стійки виготовляються

складеними: у нижній частині конструкції вони виготовлені з гарячекатаних сталевих профілів, у верхній частині – з холоднокатаної високолегованої сталі.

Несучий стелажний каркас будівлі висотного складу обшивається стіновими сендвіч-панелями, які кріпляться до стійок стелажних рам або безпосередньо, або через додаткові горизонтальні зв'язки. У нижній частині будівлі стінові сендвіч-панелі сполучаються з цоколем, див. рис. 1.5.

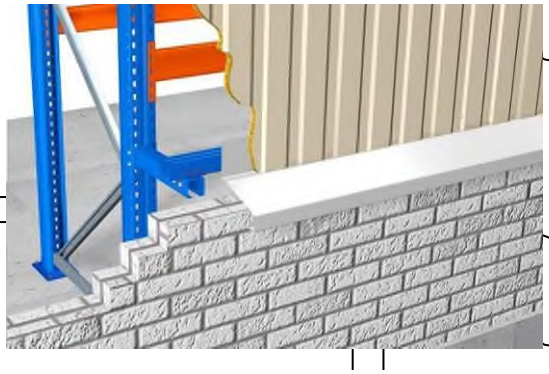


Рис. 1.5. Вузол сполучення стінових сендвіч панелей з цоколем

Кроквяні ферми, що утворюють каркас даху будівлі складу жорстко кріпляться безпосередньо до верхніх точок стелажних рам, поєднуючи стелажний блок в єдину конструкцію, тим самим перерозподіляючи зовнішні навантаження на несучі елементи каркасу. На кроквяні ферми кріпляться елементи технологічного обладнання складу, зокрема напрямні рейки інтегрованого в стелажний блок крану-штабелера (Integrated stacker-crane). Також на кроквяних фермах можуть монтуватися агрегати холодильного обладнання. Покрівля будівлі складу виконується з сендвіч-панелей, які кріпляться до кроквяних ферм. В місцях сполучення стін і покрівлі монтуються елементи зливової каналізації, див. рис. 1.6.

Рис. 1.6. Вузол влаштування покрівлі висотного стелажного складу

Фасадна і задня стіни будівлі складу виконуються у вигляді окремих каркасних модулів, які монтуються на необхідній відстані від основного стелажного блоку, в залежності від дистанції робочого ходу каретки крана-штабелера або конструкції конвеєрної системи. Для перерозподілу зовнішніх навантажень, фасадний і задній каркасні модулі зв'язуються з основним стелажним блоком горизонтальними балками і кроквяними фермами, див. рис. 1.7.

Рис. 1.7. Фасадний блок висотного стелажного складу

В несучі стелажі каркасу висотного складу обов’язково інтегрується спринклерна система пожежогасіння, див. рис. 1.8.

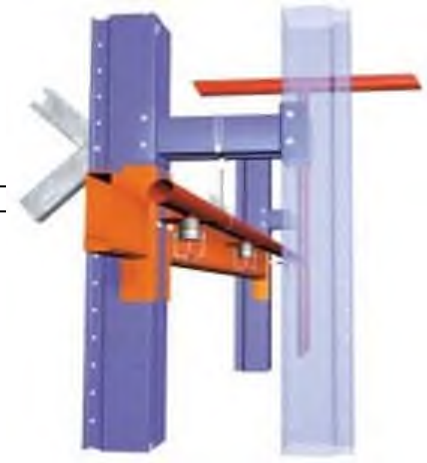


Рис. 1.8. Спринклерна система пожежогасіння

Конструкція стелажного блоку і набір інтегрованих елементів технологічного обладнання можуть змінюватись в залежності від розробленої для

даного висотного автоматичного складу внутрішньої логістики і бізнес-процесів. В стелажі можуть бути інтегровані крани-штабелери, конвеєрні системи, сателітні системи зберігання (Satellite storage system).

Технологія роботи висотного автоматизованого складу на основі несучих стелажів, обладнаного зоною ручного підбору артикулів, інтегрованої в стелажну систему, застосовується у разі необхідності формування збірних замовлень з великої кількості артикулів, збережених на палетах, що містять тільки один артикул.

Приходять на склад палети з допомогою системи роликових і ланцюгових конвеєрів, змонтованої в фасадній частини будівлі складу, транспортуються до торців рядів стелажного блоку, звідки інтегрований в стелажну систему кран-штабелер переносить палети в стелажні осередки зберігання. Видача товарів на відвантаження може відбуватися двома способами:

- при необхідності відвантажити палету, що містить один артикул процес відбувається у зворотному порядку – кран-штабелер доставляє палету на систему конвеєрів, транспортуючу далі товар в зону відвантаження;
- при необхідності формування збірних палет з різних артикулів підбір здійснюється операційним персоналом складу в зоні ручного підбору.

Зона ручного підбору реалізується у вигляді проміжних підлог-мезонінів, інтегрованих в стелажний блок (Integrated mole picking area). На підлогах-мезонінах встановлені стрічкові конвеєри, що мають довжину, рівну глибині стелажного блоку, і призначені для транспортування відібраних артикулів в малогабаритній упаковці. Працює в зоні ручного підбору персонал має доступ з одного боку до стрічкового конвеєру, а з іншого боку до комірок підбору, розташованих уздовж конвеєра на рівні проміжної підлоги-мезоніну див. рис. 1.9.

НУБіП України

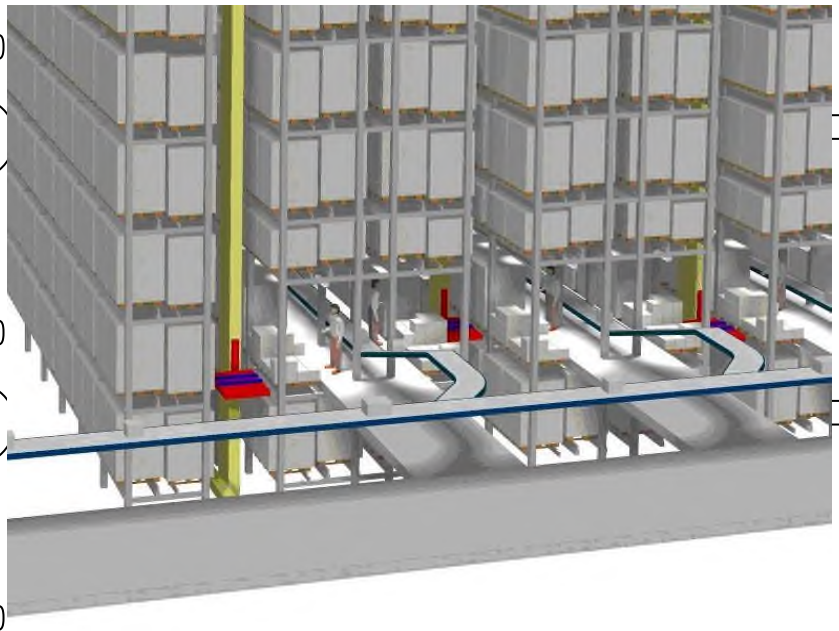


Рис. 1.9. Схема технологічного процесу висотного стелажного складу

Кран-штабелер, що діє під керуванням WMS-системи, переносить палету, що містить необхідний артикул, з комірки зберігання в комірку підбору. Кожна комірка підбору обладнана екраном-терміналом, на якому відображається інформація для оператора складу, яку кількість одиниць зберігання (упаковок) необхідно взяти з палети в даній комірці підбору і перенести на стрічковий конвеєр. Таким чином, реалізуються технології підбору "pick-by-light" і "pick-to-belt". Далі відібрані упаковки за допомогою автоматичної стрічкової конвеєрної системи доставляються у відповідні точки зони комплектації палет. Оператори складу формують палети у відповідності з вказівками WMS-системи і транспортують їх у зону відвантаження за допомогою підйомно-навантажувальної техніки.

Всі операції, що виконуються автоматичним обладнанням складу, управляються WMS-системою, що забезпечує оптимальний режим роботи і завантаження осередків зберігання на стелажах.

Таким чином, процес підбору замовлень відбувається з максимально можливою швидкістю, практично виключається ймовірність помилок при формуванні замовлень і обліку, до мінімуму знижується можливість втрат і пошкодження оброблюваних на складі вантажів з вини операційного персоналу.

В даний час на території України (переважно в Києві та області) запущені в роботу і будуються кілька подібних об'єктів. Ще кілька проектів анонсовані і

повинні бути реалізовані в найближчі 2 - 3 роки. В цілому, процес проникнення технології Rack Clad на ринок складської нерухомості України стримується наступними чинниками:

1. Необхідність дуже великих інвестицій в проект;

2. Недолік звичайних складських площ на ринку - будівництво традиційного складського комплексу вимагає менших капіталовкладень, простіше реалізується і приносить швидкий дохід інвесторам;

3. Наявність на ринку трудових ресурсів дешевої робочої сили, що дозволяє підтримувати операційні витрати традиційних складів на досить низькому рівні;

4. Відсутність вітчизняного досвіду в проектуванні та будівництві подібних об'єктів, брак фахівців (як менеджерів, так і технічних спеціалістів), здатних реалізувати проект, починаючи з етапу проектування і закінчуючи запуском в експлуатацію;

5. В Україні відсутня нормативно-технічна база, що регламентує проектування та будівництво складських будівель такого типу. Ця обставина створює перешкоди реалізації проекту вже на стадії концептуального проектування;

6. Відсутність в Україні власного виробництва несучих каркасних стелажних конструкцій, що складають основу Rack Clad, а також спеціальних автоматизованих складських систем, інтегрованих у стелажні конструкції. Практично всі елементи технологічного складського обладнання, програмні продукти, а також послуги з управління монтажем металоконструкцій, інтеграції та запуску роботи системи в цілому поставляються з-за кордону.

Тим не менш, незважаючи на вищезазначені проблеми, успішна реалізація проектів будівництва висотних автоматизованих складів на основі несучих стелажів для таких компаній, як Ikea і Імперіал Тобакко Продакшн Україна говорить про те, що потреба у складській інфраструктурі такого роду є і компромісні рішення з питань проектування, узгодження, затвердження і реалізації проектів можуть бути успішно знайдено. Зростання економіки, рівня

доходів населення великих міст, в першу чергу Києва, Дніпра, Харкова, Львова і прилеглих до них областей зробить будівництво та експлуатацію Rack Clad економічно привабливим. Збільшення кількості фахівців, що володіють досвідом управління реалізацією подібних проектів, технічних фахівців у галузі сучасних складських технологій, передбачуваний ріст сегмента і автоматизованих інтегрованих систем зберігання, подальший розвиток сегмента базових стелажних систем на українському ринку в найближчі роки створять базу для поширення технології Rack Clad.

1.2 Математична модель висотного стелажного складу

Європейська Федерація Технічного Обслуговування (European Maintenance Federation, FEM) у вересні 1995 р., завершила підготовку нормативного документу, що описує розрахунок, випробовування та конструкцію металевих складських стелажів. В ньому систематизовані методики розрахунку стелажних конструкцій та наведені вимоги до технологічних процесів, що стосуються контролю матеріалів, виробництва, монтажу та експлуатації складських стелажних систем, конкретизовані умови безпеки та якості, які в обов'язковому порядку мають виконуватися виробниками та експлуатаційною організацією. Цей документ – норматив FEM 10.2.02 – все ще має характер попередніх рекомендацій, але більшість європейських країн його прийняли в якості діючого стандарту, який має за мету досягнення максимального рівня безпеки роботи стелажних складів.

Розрахунок за даними нормами має включати в себе розрахунок напружено-деформованого стану конструкції стелажу. З одного боку конструкцію стелажу можна представити у вигляді спрощеної стержневої моделі та провести розрахунок методами опору матеріалів. Але для комплексного аналізу конструкції, який включає в себе також розрахунок загальної стійкості, локальних ефектів зім'яття, втрати стійкості стінки або полки елементу, не обійтися без засобів

автоматизованого розрахунку за допомогою програмного комплексу, що реалізує метод скінченних елементів.

ПК ЛІРА – це програмний комплекс для розрахунку напружено-деформованого стану, стійкості, власних та вимушених коливань деталей та конструкцій із використанням методу скінченних елементів, що дозволяє проводити як перевірочні розрахунки стелажних конструкцій та оцінку максимальної несучої здатності, так і експертизи руйнувань стелажів будь-яких типів.

Розрахунок стелажів може виконуватись у відповідності з ДБН В.1.2- існує декілька принципових відмінностей, що полягають в підходах до розрахунку стелажів на міцність. Ці відмінності наведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Коефіцієнти надійності по окремим навантаженням

Порівняльна величина	ДБН В.1.2-2:2006	FEM 10.2.02 EN 15512
Власна вага	1,05	1,3
Вага вантажу	1,2	1,4
Змінні навантаження (вітер, сніг)	1,4	1,5
Коефіцієнт для збігу навантажень	0,9 – 0,95	0,9
Коефіцієнт надійності по матеріалу	1,05	1,0

Як видно з таблиці 1.1, значення коефіцієнтів надійності по навантаженню в євро нормах вищі, менші значення коефіцієнтів запасу міцності та стійкості конструкції. Коефіцієнт надійності по навантаженню дорівнює 1,2.

Відповідно до EN15512/FEM10.2.02 розрахунок виконується з урахуванням напівшарнірного спирання (в цьому випадку задається жорсткість з'єднання балки). Коефіцієнт надійності по навантаженню в цьому випадку дорівнює 1,4.

НУБіП України

2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

2.1. Технологічні показники та потужності

Висотно-стелажний склад являє собою одноповерхову опалювальну будівлю висотою 34,90м (верх парапету), розмірами в осях 117,095х29,360м. Висота до низу конструкцій покриття – 33,70м, призначену для зберігання палет з готовою продукцією та матеріалами логістичного центру, з температурою зберігання не нижче +15°С.

За генеральним планом забудови (рис. 2.1), логістичний центр складається:

I. Висотно-стелажний склад

1. Площа забудови – 3617,3 м^2
2. Загальна площа – 3521,7 м^2
3. Корисна площа – 3521,7 м^2
4. Розрахункова площа – 3521,7 м^2
5. Будівельний об’єм – 126243,8 м^3
6. Об’єм зберігання готової продукції – 16 000 палет
7. Вантажообіг за добу – 980-1400 палет/доба
8. Середній час зберігання - 270 днів

II. Будівля експедиції

1. Площа забудови – 4207,2 м^2
2. Загальна площа – 4084,9 м^2
3. Корисна площа – 4084,9 м^2
4. Розрахункова площа – 4064,9 м^2
5. Будівельний об’єм – 40546,2 м^3
6. Поверховість – 1 поверх
7. Комплектація товару – 480 палет
8. Середня кількість автомобілів за годину – 9 одиниць.

III. Адміністративно – побутовий корпус

1. Площа забудови – 341,8 м^2
2. Загальна площа – 300,6 м^2
3. Корисна площа – 274,9 м^2
4. Розрахункова площа – 245,8 м^2
5. Будівельний об’єм – 1138,8 м^3
6. Вбудованих 2 поверхи
7. Загальна кількість працюючих – 22 чол.
8. Кількість працюючих в І зміну – 10 чол.

IV. Резервуари запасу води для пожежогасіння №1, №2

1. Площа забудови – 387,8 м^2
2. Загальна площа – 337,4 м^2
3. Корисна площа – 337,4 м^2
4. Розрахункова площа – 337,4 м^2

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

5. Будівельний об’єм – 2167, 8 м^3

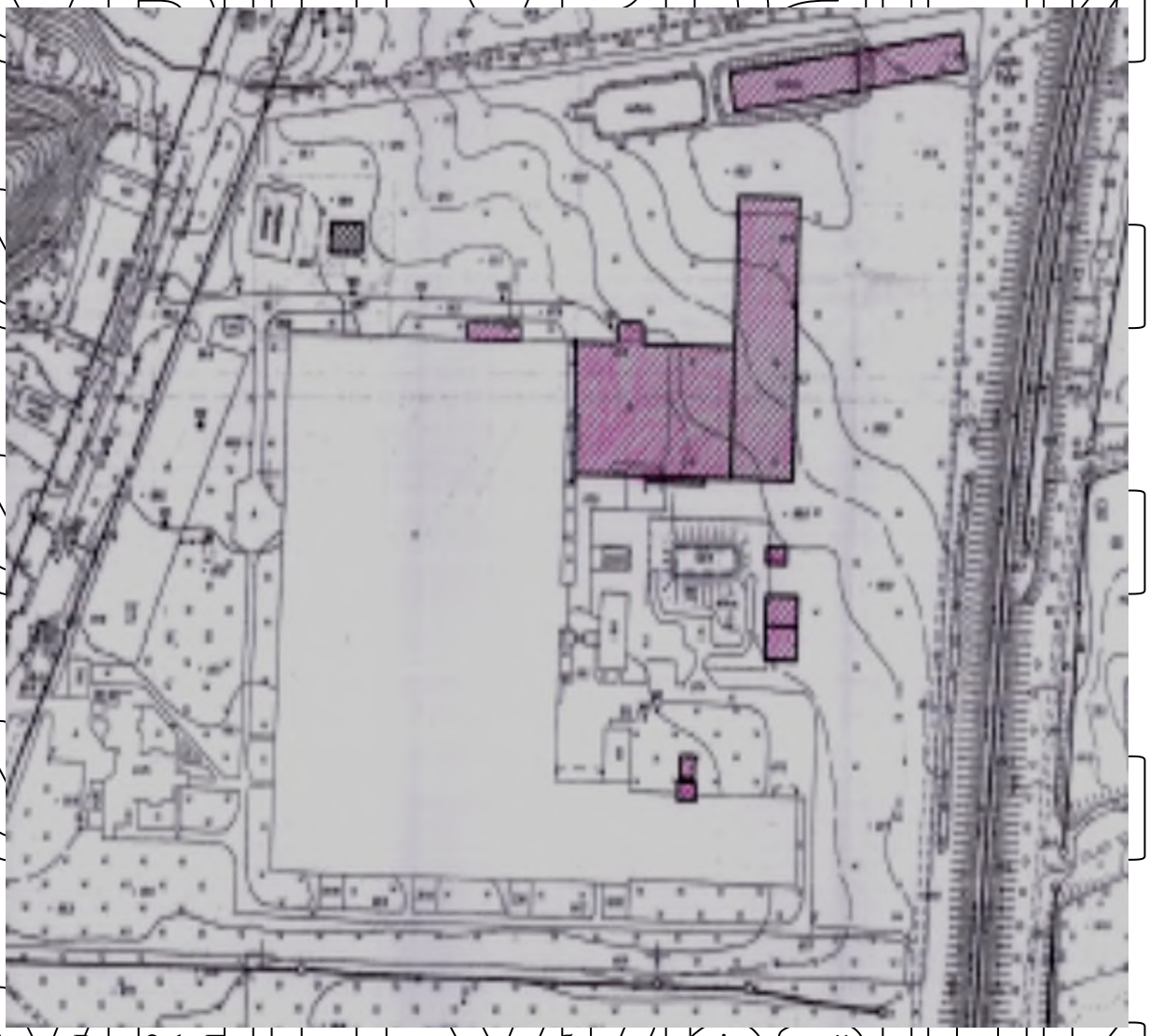


Рис. 2.1. Генеральним планом забудови логістичний центра

Стоянка вантажного автотранспорту на 40 машино-місць

Тривалість будівництва – 17 місяців

Трудомісткість будівництва – 631718 люд.-днів

Питома теплова потужність опалення – 346,63 Вт/м^2

Питоме річне тепло-споживання – 5136,4 КВт

Річні потреби:

Вода – 140,0 м^3/рік

НУБіП України

Електроенергія – 7,43 МВт-год/рік

Теплова енергія – 0,79 МВт

Режим роботи і потреба в трудових ресурсах:

Кількість робочих днів на рік – 250;

Кількість робочих днів на тиждень – 5;

Режи роботи – три зміни по 8 годин за добу.

2.2. Загальна характеристика висотно-стелажного складу

Основою архітектурно-будівельх рішень будівель і споруд, що проектуються являється наслідування принципів технологічної доцільності, функціональної забезпеченості працюючих необхідними виробничими умовами на робочих місцях, санітарно-побутовим і медичним обслуговуванням і харчуванням, при обов'язковому дотриманні вимог стандартів пожежобезпеки праці.

Кліматичні умови ділянки забудови, ДСТУ–НБ В.1.1-27:2010

- Клімат помірно-континентальний;
- Середня температура повітря складає +7,2^{0}С;
- Середня температура найбільш холодного місяця січня становить –5,9 ^{0}С;
- Середня температура найбільш теплого місяця липня становить +19,8 ^{0}С;
- Абсолютний мінімум температури становить – 32,0 ^{0}С;
- Абсолютна максимальна температура становить + 39,0 ^{0}С;
- Середня тривалість безморозного періоду 159 – 180 діб;
- Переважаючий напрямок вітру – західний та північно-західний;
- Середня швидкість вітру 4,6 м/сек;
- Середньорічна кількість атмосферних опадів становить 685 мм;
- Тривалість періоду з середньодобовою температурою повітря ≤8°С– складає 187 діб, а середня температура 1,1°С.

- Тривалість періоду з середньодобовою температурою ≤ 0°С – 118 діб.

Навантаження та впливи, ДБН В.1.2-2:2006:

- Снігове навантаження становить 1600Па;

- Вітрове навантаження 400Па;

Сейсмічні умови, ДБН В.1.1-12:2014 та карта ОСР-2004-В

- Сейсмічність – 6 балів;

- Категорія ґрунтів за сейсмічності – Ш

Клас відповідальності, ДБН В.1.2-14-2009

- Клас відповідальності будівлі – СС2;

- Клас відповідальності конструкцій – А1;

- Категорія складності – II.

2.3. Об'ємно-планувальні рішення

Прийняті об'ємно-планувальні рішення будівель розроблені індивідуально та обумовлені:

- Особливостями розміщення будівель на генеральному плані;

- Функціональним призначенням кожного із них;

- Номенклатурою індустріальних будівельних виробів та матеріалів;

- Кліматичними особливостями району будівництва;

- Вимогами норм та правил вибухопожежобезпеки.

Для певної частини будівель та споруд прийняті комплектні поставки різних іноземних компаній.

Висотно-стелажний склад призначений для зберігання палет з готовою продукцією і матеріалів. Готова продукція і матеріали доставляються за допомогою систем транспортерів в зону роботи крана- штабелера, який

приймає палету і, рухаючись між стелажними системами, поміщаю її у відповідну стелажну комірку складу.

Будівля одноповерхова, висотою 34,90м (верх парапету), розмірами в осях 117,095х29,360м. до низу конструкцій покриття – 33,70м.

Оснащення висотно-стелажного складу складається з наступних основних компонентів:

- Сталеві системи утворюють жорсткий, замкнутий, самонесучий каркас та служать для розміщення палет з продукцією в відповідних стелажних комірках. Існує 4 коридори вздовж усіх стелажних систем для роботи кран-штеблера;
- Кран–штаблер – 4 шт., висотою – 33,4 м, слугує для переміщення палет з вантажем від приймального транспортера до відповідної стелажної комірки, а також для видачі палет;
- Система транспортерів служить для переміщення палет з вантажем від різних точок завантаження/розвантаження до стелажних систем складу.

Максимальна висота транспортеру 700 мм. Розміри нижнього проходу зони роботи кран-штаблера в будівлі висотно-стелажного складу складає 1350мм.

Необхідну різницю по висоті 650мм передбачено за рахунок різниці рівнів чистої підлоги будівлі експедиції та висотно-стелажного складу.

Висотно-стелажний склад відокремлений від будівлі експедиції протипожежною стіною із збірних залізобетонних панелей на висоту, що перевищує висоту будинку експедиції на 8,0 метрів від рівня покрівлі.

На покрівлю висотно-стелажного складу передбачено виходи по зовнішніх пожежних сходах типу П2 (при висоті підйому понад 20м) через кожні 200м за периметром будівлі.

Стіни – панелі типу «сендвіч» з використанням негорючого утеплювача типу Rockwool.

Покрівля – двохскатна, мембранного типу з утеплювачем Rockwool (товщиною 150мм) по металевому профнастилу. Для димовидалення передбачені зенітні ліхтарі по всій покрівлі будівлі.

Будівля висотно-стелажного складу опалюється.

Водовідвід з покрівлі – внутрішній.

Ступінь вогнестійкості висотно-стелажного складу – IIIа.

По вибухопожежній і пожежній безпеці приміщення будівлі віднесені до категорії «В».

Самонесучий каркас складається з вертикальних самонесучих металевих конструкцій в осях 1,10,А/3,ЕЕ (REI 60) та поперечних металевих конструкцій, що поєднують вертикальні конструкції (R 30).

Загальний вигляд будівлі, див. рис. 2.2 – 2.3.

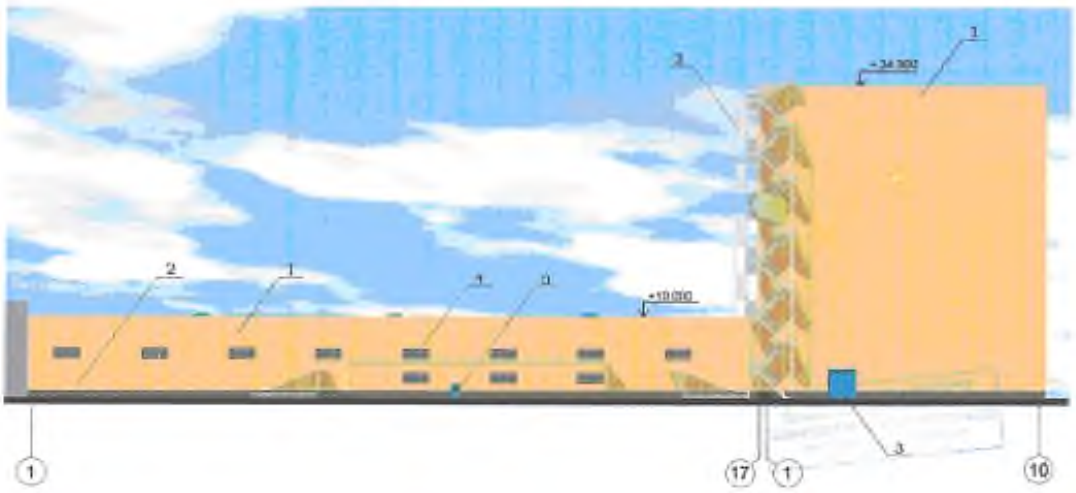


Рис. 2.2. Висотно-стелажний склад та будівля експедиції по осях 1-10

НУБіП України

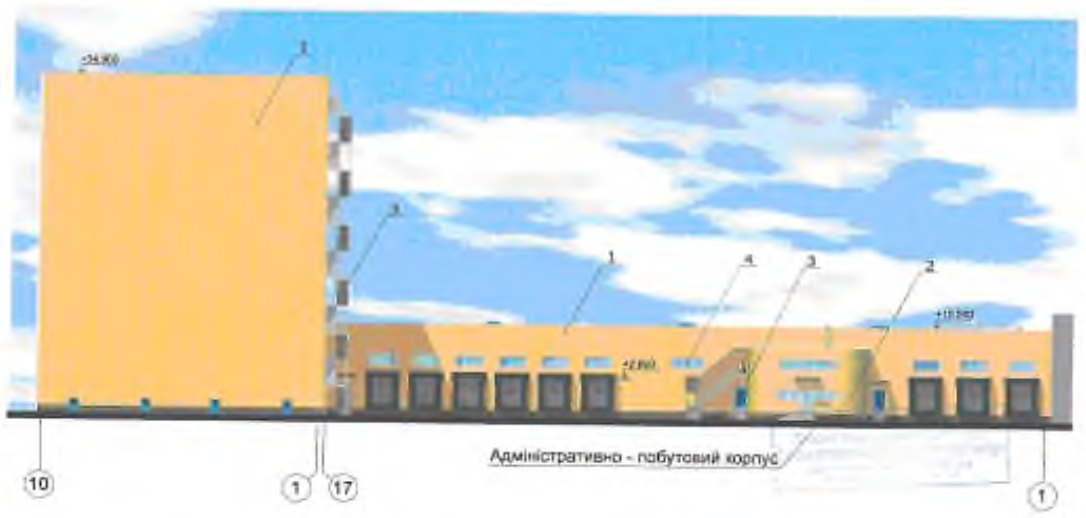


Рис. 2.3. Висотно-стелажний склад та будівля експедиції по осях 10-1

2.4. Архітектурно-конструктивні рішення

В основу прийнятих конструктивних рішень закладено принцип швидкого зведення будівель і споруд, як результат використання високо технологічних сучасних методів будівництва на основі застосування прогресивних будівельних конструкцій і матеріалів. Що зрештою забезпечить промислову безпеку будівель і споруд при їх експлуатації.

Конструктивні рішення прийняті залежно від об'ємно-планувальних і архітектурних рішень, технологічних вимог, норм промислової безпеки, місцевих кліматичних і геологічних умов, а також діючих типових серій.

Висотно-стелажний склад являє собою прямокутну будівлю розмірами в плані 117,095х29,360м до низу несучих конструкцій покриття 33,700. Будівля опалюється. Огороджувальні конструкції стін та покрівлі – сендві-панелі.

Висотно-стелажний склад запроектований як просторова самонесуча конструкція, де стелажі виконують функцію каркасу, елементи якого сприймають навантаження від ваги товару, конструкцій огороджуючих та зовнішніх кліматичних впливів.

Каркас висотно-стелажного складу запроектовано із сталевих холодно гнутих профілів.

Просторова робота каркасу забезпечується в повздовжньому напрямку стелажного ряду фіксацією вузлових точок повздовжніх несучих балок та стінок стелажних рам, а також системою вертикальних перехресних в’язів.

В поперечному напрямку стелажного ряду жорсткість забезпечується за рахунок набору горизонталей та діагоналей стелажної рами. Крім того, в рівні конструкцій покриття запроектована система горизонтальних в’язів, що утворюють жорсткий диск (рис. 2.4).

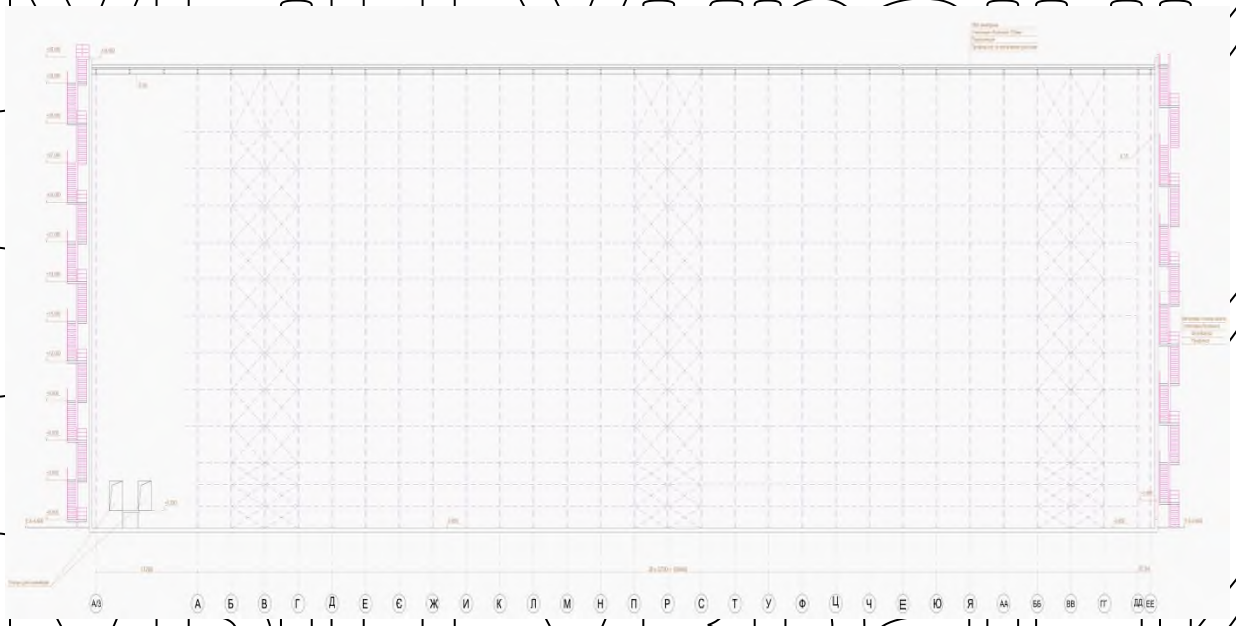


Рис. 2.4. Система зав’язків горизонтальних та діагональних стелажних рам

Фундамент висотно-стелажного складу влаштовується у вигляді суцільного пальового поля з розташуванням паль по дві під кожну колону висотно-стелажного складу. Перерозподіл навантажень відбувається за рахунок улаштування плитного залізобетонного ростверку товщиною 0,6м.

Палі прийняті буронабивні Ø620мм, довжиною 11,5м з кроком 1,1м по периметру висотно-стелажного складу.

Забезпечення умов транспортно-пішохідного зв’язку:

- в складі проекту враховувати існуючу транспортно-пішохідну схему та розробити пішохідну схему для об'єкта реконструкції;

- забезпечити зв'язки з головними транспортними комунікаціями за розрахунком пропускної спроможності;

- влаштувати зручний та безпечний заїзд згідно з технічними умовами та відповідно ДБН 360-92**;

- передбачити забезпечення транпортного обслуговування території, в тому числі прилеглої, влаштування під'їздів відповідно до ДБН 360-92**.

2.5. Інженерне забезпечення

Інженерне забезпечення протипожежного захисту включає такі основні системи:

- системи протипожежного водопостачання для внутрішнього та зовнішнього пожежогасіння;

- система автоматичної пожежної сигналізації;

- система автоматичного пожежогасіння;

- система протидимного захисту;

- система аварійного освітлення;

- система оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей;

- електрообладнання;

- блискавкозахист і захисне заземлення;

- диспетчеризацію і управління інженерним устаткуванням, включаючи протипожежне.

Передбачено розміщення приймально-контрольних приладів системи пожежної сигналізації, системи оповіщення про пожежу та управління

евакуацією людей, сигнальних приладів системи автоматичного пожежогасіння, а також приладів, які інформують про стан системи аварійного освітлення, системи проти димного захисту та вентиляційних установок (вентиляторів та положення вогнезатримуючих клапанів), насосів-підвищувачів тиску у системі протипожежного водопроводу та системі автоматичного пожежогасіння, протипожежних дверей (воріт) та інженерних систем, які змінюють свої режими роботи під час пожежі в єдиному приміщенні диспетчерської (пожежного посту).

Диспетчерську (пожежний пост) розміщено на першому поверсі впритул до зовнішньої стіни, з природним освітленням і виходом безпосередньо назовні та відокремлено від інших приміщень протипожежними перегородками 1-го типу та протипожежним перекриттям 3-го типу.

Системи протипожежного водопостачання для пожежогасіння

Будинки обладнані внутрішнім протипожежним водопроводом, що забезпечує протягом розрахункового часу гасіння пожежі (передбачено витрати води не менше ніж 2 струмені по 5 л/с).

Всі пожежні крани обладнані рукавами довжиною не менш ніж 20,0 м, ручним пожежним стволом та двома вогнегасниками.

Пожежні крани розміщаються у вбудованих або навісних шафах, які мають отвори для провітрювання і опломбовані. Шафи повинні забезпечувати їх візуальний огляд без розкриття. На дверях шаф пожежних кранів встановлені знаки безпеки, що відповідає вимогам ДСТУ ISO 6309.

Проектом передбачено зовнішній кільцевий протипожежний водопровід з пожежними гідрантами. Витрати води на зовнішнє пожежогасіння передбачено згідно розрахунку не менше 40 л/с.

Витрати води на внутрішнє пожежогасіння, на роботу установок автоматичного пожежогасіння передбачено від зовнішнього протипожежного водопроводу (внутрішніх водопровідних мереж).

Пожежна автоматика

Проект системи пожежогасіння та пожежної сигналізації виконано згідно з ДБН В.2.5-13-98 «Пожежна автоматика будинків і споруд». Сигнали від приймально-контрольних приладів систем пожежогасіння та автоматичної пожежної сигналізації виводится на пульт централізованого спостереження Державної пожежної охорони.

Система автоматичної пожежної сигналізації (далі-САПС)

Обладнанню САПС підлягають усі приміщення (за винятком приміщень з мокрими процесами).

Система автоматичного пожежогасіння (далі – САПГ)

Обладнанню системою автоматичного водяного пожежогасіння підлягають приміщення висотно-стелажного складу, включно з внутрішньостелажним простором, та приміщеннями категорії «В» будинку експедиції – по всій площі (зона вантажних робіт, зона відвантаження продукції).

Вузли керування системи водяного пожежогасіння розміщюється в приміщенні станції пожежогасіння.

Параметри системи автоматичного водяного пожежогасіння висотно-стелажного складу:

1. Для потолочної системи пожежогасіння:

- інтенсивність зрошення – 0,34 л/с м^2;
- площа, що захищається зрошувачем – 4,7 м^2;
- захищувана площа для розрахунку – 825 м^2;
- час роботи системи – 60 хв.;
- відстань між зрошувачами – 2,0м.

НУБіП України

При цьому перший та другий яруси висотою 2,1м відокремлений від вищерозташованих ярусів горизонтальними екранами з негорючих матеріалів, а з 3-10 яруси висотою 2,9м відокремлений один від одного горизонтальними екранами з негорючих матеріалів.

2. Для системи внутрішньостелажного пожежогасіння:

- інтенсивність зрошення – 0,18 л/с м^2;

- площа, що захищається зрошувачем – 4,7 м^2;

- захищувана площа для розрахунку – 825 м^2;

- час роботи системи – 60 хв.;

- відстань між зрошувачами – 3,0м.

За ступенем надійності електропостачання система пожежної сигналізації, пожежні насоси систем протипожежного водопроводу та системи автоматичного пожежогасіння, система протидимного захисту та аварійної вентиляції, підпору повітря у протипожежні тамбур-шлюзи, аварійне освітлення, система оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей, засоби промислової автоматики повинні бути забезпечені за І категорією надійності згідно з ПУЕ.

2.6. Протипожежні заходи

Будинки та приміщення обладнуються знаками безпеки відповідно до вимог НАПБ А.01.001-2004 «Правила пожежної безпеки в Україні». Знаки безпеки повинні відповідати вимогам ДСТУ ISO6309:2007 «Протипожежний захист. Знаки безпеки. Форма та колір».

Проїзди заасфальтовані шириною не менше 4,5 м.

Відстань від краю проїзної частини до стін будинків (споруд) становлять не більше 25,0 м, та не менше 5,0 м.

НУБіП України

В межах внутрішніх автомобільних доріг прокладаються підземні мережі протипожежного водопроводу, зв'язку, сигналізації, зовнішнього освітлення та силових електромереж.

В місцях, де над автомобільними дорогами та проїздами розташовано трубопроводи, естакади, галереї, вільна висота над проїзною частиною доріг становить не менше 5,0 м.

На в'їзді на територію логістичного центру встановлюється схема руку пожежних автомобілів, в якій указано розміщення будинків, споруд, виходів із них, розташування протипожежних гідрантів та водойм.

Класи вогнестійкості будівельних конструкцій будинку відповідають IIIа ступеню вогнестійкості, а саме:

- колони – R15, M0;
- стіни несучі та сходових кліток – REI 60, M0;
- стіни самонесучі – REI 30, M0;
- зовнішні ненесучі стіни – E 15, M1;
- стіни внутрішні ненесучі (перегородки) – EI 15, M1;
- елементи суміщенних покриттів – RE 15, M1 (для плит, настилів, прогонів), R15, M0 (для балок, ферм, арок, рам).

Висотно-стелажний склад відокремлений від будинку експедиції, а будинок експедиції відокремлений від існуючого будинку протипожежними стінами 1-го типу з класом вогнестійкості REI 150.

Протипожежна стіна, що відокремлює висотно-стелажний склад від будинку експедиції на 8,0 метрів перевищує висоту будинку, а в місці розташування рами на 4,0 м. При цьому покриття будинку експедиції на відстані 6,0 метрів від протипожежної стіни висотно-стелажного складу запроектована із негорючих матеріалів.

НУБіП України

НУБіП України

2.7. Технічне оснащення

Висотно-стелажний склад складається з наступних основних компонентів:

1. Стальні системи, габаритами 118х30х34 (h)м; (утворюють жорсткий, замкнутий, самонесучий каркас і служать для розміщення паллет з продукцією);

2. Кран – штабельор – 4 од.; висотою – 33,4 м; (служить для переміщення палет з вантажем від приймального транспорту до відповідної стелажної комірки, а також для видачі палет), див. рис. 2.5.

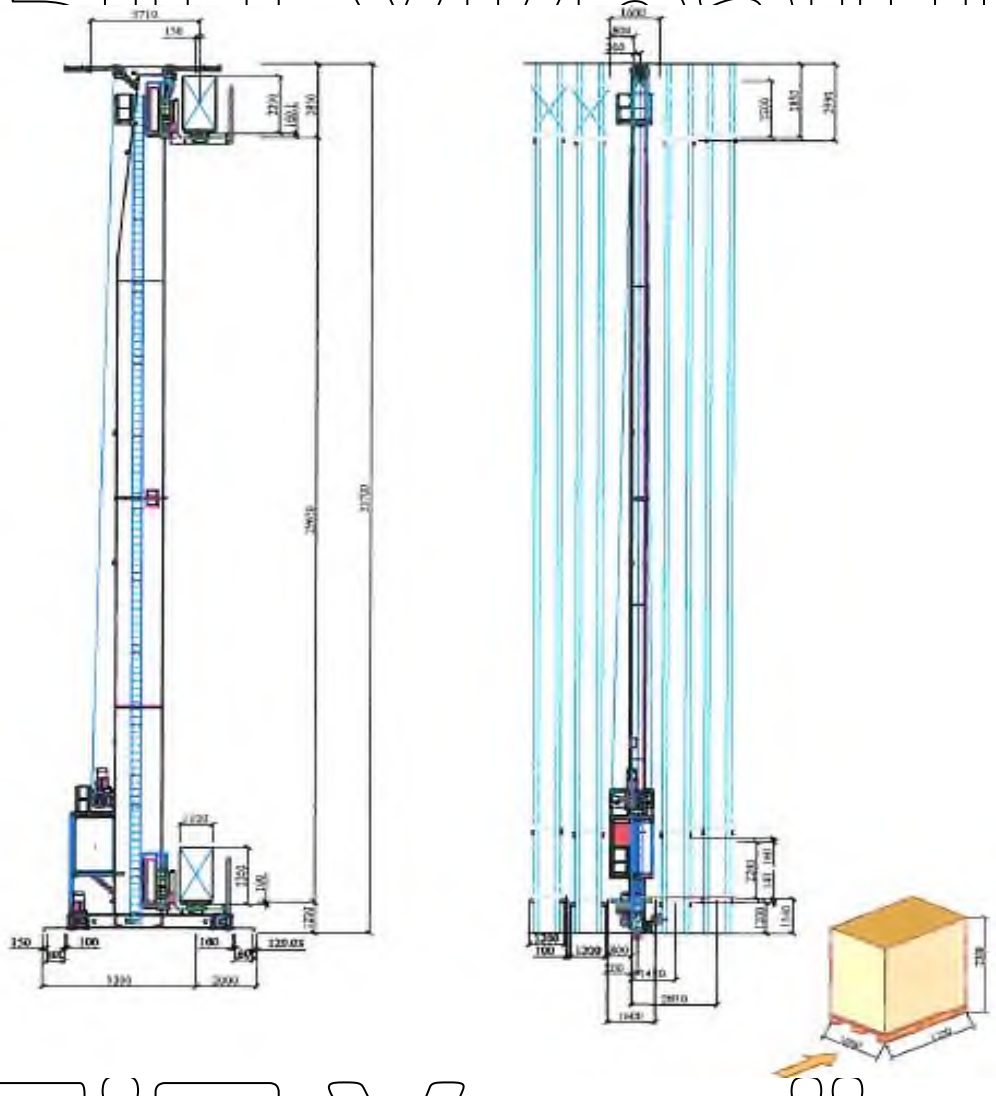


Рис. 2.5. Кран-штабельор

3. Система транспортерів, габаритами: довжина – 1,3 – 1,5м; ширина – 0,9м та висота 0,4-0,6м.; (служать для переміщення паллет з вантажем від різних точок завантаження/розвантаження до стелажних систем складу. Система транспортерів збирається по секціях і може бути двох основних типів: роликові, ланцюгові);

4. Додаткові секції. Залежно від функціональної потреби у транспортну систему вмонтовані наступні секції:

- ваговий механізм (перевірка ваги і відбірка палети в разі перевищення допустимої ваги);

- пристрій перевірки габаритів палети, призначено для недопущення і відбракування палет з невідповідними габаритами в складі;

- роликовий підйомний механізм;

- гравітаційні роликові транспортери, служать для видачі і накопичення палет з продукцією в зоні відвантаження.

Система управління складається з наступних частин:

- силові компоненти (шафа управління, електродвигун);

- електроніка і слабкострумові компоненти управління.

Автоматизований склад (система транспортерів та допоміжного обладнання) – призначене для переміщення палетованого вантажу між експедицією та висотно-стелажним складом, виробництво компанії KLUG та єдиною системою технологічного процесу комплексу, підібраного згідно технологічного процесу висотно-стелажного складу.

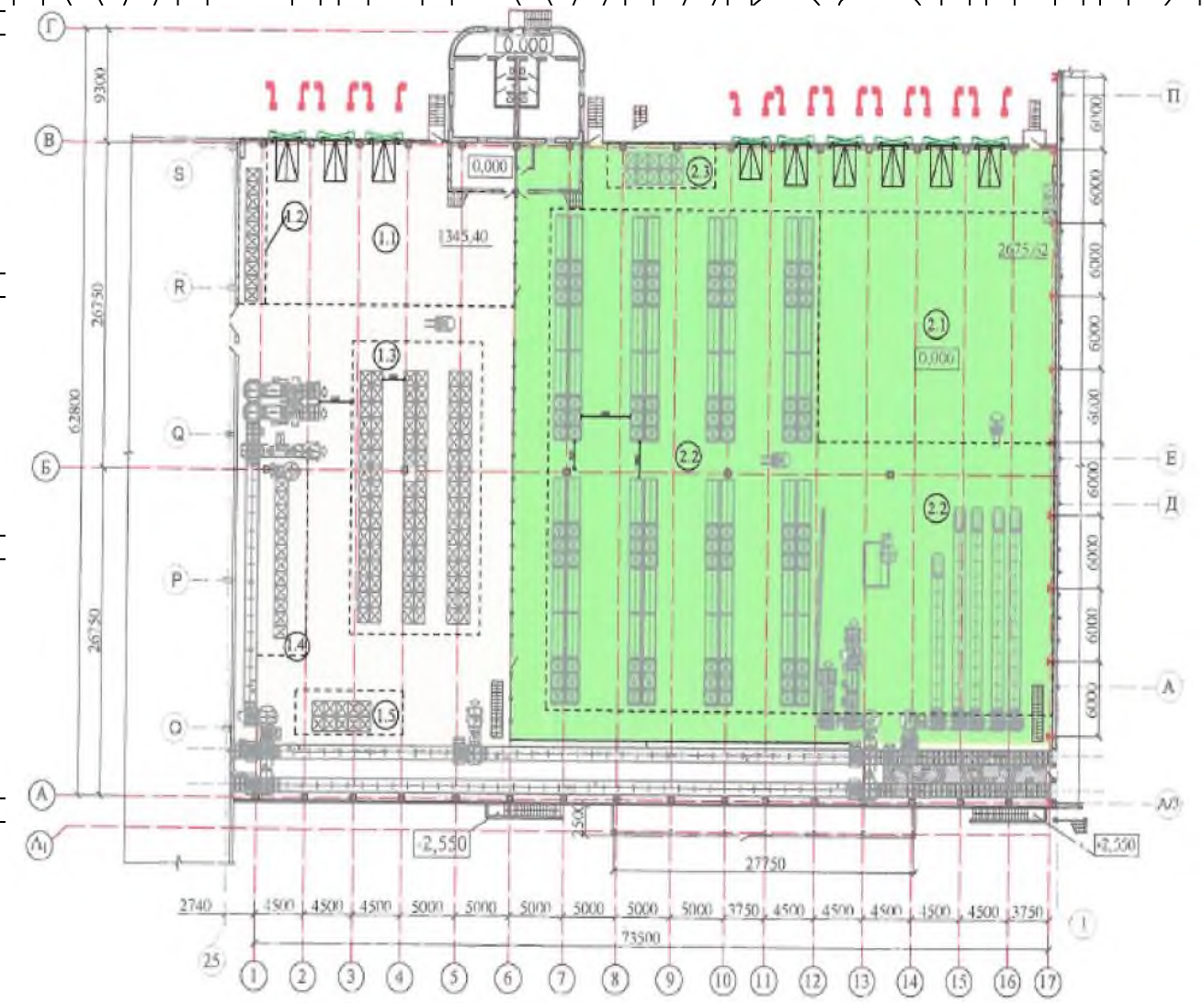
2.8. Технологічна частина

Продукція та матеріали доставляються за допомогою систем конвеєрних транспортерів в зону роботи кран-штаблера, який приймає палету і рухаючись між

НУБіП України

стелажною системою, поміщає її у відповідну стелажну комірку складу, див. рис. 2.5, операція здійснюється без участі людини.

Зберігання товару передбачається на піддонах в комірках висотно-стелажного складу.



НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

Рис. 2.5. Технологічна схема приймання-контролю-комплектації-складування-відправки готової продукції

НУБіП України

2.9. Основні техніко-економічні показники

№	Найменування	Показники
1	Загальна площа ділянки	17,1729 га
2	Загальна площа забудови	8631,46 м^2
3	Площа земельної ділянки в огорожі	16,05 га
4	Площа покриття	12239 м^2
5	Площа озеленення	4500 м^2
6	Стоянка вантажного автотранспорту	40 м/м
7	Майданчик очікування для вантажних машин	2 м/м

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1. Вихідні положення

Розрахунки виконано з допомогою програмного комплексу ПК «МОНОМАХ» у підсистеми «КОМПОНОВКА», а саме: данних геометричних і фізико-механічних характеристик конструктивних елементів та розрахункових навантажень, а також основних характеристик вітрового та сейсмічного навантажень. Згідно вимог нормативних документів висотні будинки слід розраховувати на особливі комбінації навантажень з врахуванням сейсмічних дій, згідно ДБН В.1.1-12:2016 "Будівництво у сейсмічних районах України". Для визначення горизонтальних та вертикальних компонентів деформацій та зусиль в діафрагмах жорсткості, стінах, пілонах використано метод скінчених елементів (МСЕ).

3.2. Вихідні данні для розрахунку у ПК «МОНОМАХ»

Конструктивні розміри:

1.	Висота фундаментної плити	-
2.	Товщина плит перекриття (покриття)	- 0.2м;
3.	Переріз залізобетонних колон-пілонів b×h	b×h=0.25 × L
4.	Товщина стін-діафрагм	- 0.2м; 0.25м;

Визначення вітрового навантаження

Вітрове навантаження визначаються згідно ДБН В.1.2–2:2006 «Навантаження і впливи». Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C$$

$\gamma_{fm} = 1{,}14$ – коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрової загрузки, визначений по табл. 9.1 ДБН в залежності від заданого середнього періоду повторності Т=100 років для житлових і громадських будівель (додаток В);

$W_0 = 400 Па$ – характеристичне значення вітрового тиску для м. Київа (додаток Е, ДБН);

$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d$ – комплексний коефіцієнт (п.9.7);

$C_{aer} = 1{,}326$ – аеродинамічний коефіцієнт для вітрового тиску, що діє на вітраж (додаток И,);

$C_h = 3{,}75$ – коефіцієнт висоти будівлі (п.9.9).

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти (п.9.10).

$C_{rel} = 1{,}081$ – коефіцієнт рельєфа (п.9.11).

$C_{dir} = 1$ – коефіцієнт направления (п.9.12).

$C_d = 0{,}95$ – коефіцієнт динамічності (п.9.13).

$$W = 1{,}14 \cdot 370 \cdot 1{,}326 \cdot 3.75 \cdot 1 \cdot 1.08 \cdot 0{,}95 = 2150 Па$$

$$W = 1{,}14 \cdot 400 \cdot 1{,}326 \cdot 2.483 \cdot 1 \cdot 1.08 \cdot 0{,}95 = 1620 Па$$

Склад основних характеристик горизонтальних навантажень (вітер) згідно ДБН:

- Вітровий район	- «1»
- Тиск (W_0)	- 0.04тс/м^2
- Тип місцевості	- «III»
- Коеф. географічної висоти "C_{ah}"	- 1.0
- Коеф. динамічності "C_d"	- 1.2
- Коеф. надійності по експлуатаційному значенню "Y_{fc}"	- 0.21

Вітер 1, 2

	Направление	Коэф
Ветер 1	0°	1
Ветер 2	90°	1
Ветровой район	1	
Давление Wo	0.04 тс/м2	
Тип местности	III	
Коэф. географической высоты Calt	1	
Коэф. динамичности Cd	1.2	
Коэф. надежности по эксплуатационному значению Yfe	0.21	

Склад основних характеристик сейсмічних навантажень згідно ДБН:

- Нормативна сейсмічна інтенсивність	- 6
- Відносне прискорення грунту в долях від „g"	- 0.05
- Категорія грунту по сейсмічним властивостям	- «II»
- Коеф. не пружних деформації „K_1"	- 0.25
- Коеф. відповідальності споруди „K_2"	- 1.0
- Коеф. нелінійного деформування грунту „$K_{гр}$"	- 1.0
- Поправочний коефіцієнт	- 1.0

	Направл
Сейсмика 1	0°
Сейсмика 2	90°
Бальность	6

Относительное ускорение грунта в долях от g	0.05
Категория грунта	II
Коэф. неупругой деформации K1 (табл. 2.3)	0.25
Коэф. ответственности сооружения K2 (табл. 2.4)	1
Коэф. нелинейного деформирования грунта Кгр (табл. 2.6)	1
Поправочный коэффициент	1

НУБіП України

Форма	Частота, Гц	Период, с	Сейсмика 1,массы,%	Сейсмика 2,массы,%
1	0.57	1.7486	29.9	32.4
2	0.71	1.4004	3.3	4.2
3	0.80	1.2567	36.4	32.9
4	1.99	0.5021	2.5	2.7
5	2.48	0.4039	5.1	5.9
6	3.11	0.3215	9.3	8.1
7	3.50	0.2853	0.4	0.4
8	5.11	0.1959	0.0	0.0
9	5.37	0.1861	2.4	2.8
10	5.87	0.1704	0.0	0.0
11	5.91	0.1692	0.0	0.0
12	6.40	0.1562	0.7	0.6
13	6.50	0.1539	0.0	0.0
14	6.60	0.1515	2.2	1.9
15	6.85	0.1459	0.0	0.0
16	6.87	0.1455	0.0	0.0
17	6.93	0.1443	0.0	0.0
18	7.20	0.1389	0.0	0.0
Сумма			92.2	92.1

Нормативні тимчасові довготривалі:

- навантаження на будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями

Приймаємо 0,35 кПа (за табл. 6.2.).

Тимчасові короткочасні:

Несучі елементи перекриття, повинні бути перевірені на зосереджене вертикальне навантаження, прикладене до елемента в найнесприятливішому положенні. Характеристичне значення зосередженого навантаження для перекриттів приймаємо 1,0 кН.

На підлогу технічного поверху задаємо додаткове навантаження від технічного устаткування та обладнання. Величина даного навантаження установлюється на підставі технологічних рішень - навантаження від обладнання з граничними або експлуатаційними значеннями. Приймаємо 2,0 кПа.

Вітрові та сейсмічні навантаження задаються автоматично в програмі КОМПОНОВКА.

Отримані величини навантажень задаємо відповідним конструкціям, виконуємо розрахунок і генеруємо РСН (Розрахункові сполучення навантажень).

НУБіП України

Основні комбінації навантажень:

1: 1.1*По+1.2*Дл+1.2*Кр+1.4*Ве1

2: 1.1*По+1.2*Дл+1.2*Кр-1.4*Ве1

Основні сполучення навантажень з врахуванням коефіцієнтів надійності представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Сполучення навантажень з врахуванням коефіцієнтів надійності

Навантаження/ Коефіцієнти Надійності	Постійне	Довготривале	Короткочасне	Вітер	Сейсміка
	1,1	1,2	1,2	1,4	1
1-е основне сполучення	1	1	1	1	0
2-е основне сполучення	1	0,95	0,9	0,9	0
3-е особливе сполучення	0,9	0,8	0,5	0	1

3.2.1. Розрахунок на горизонтальні навантаження

При розрахунку на вітрове та сейсмічне навантаження прийнята рамно-в'язевою конструктивна схема. При розрахунку враховується ефект закручування будівлі, викликаний неспівпаданням центру жорсткості діафрагм з центром прикладання вертикальних сил і парусность будівлі.

При розрахунку прийнято:

- відносне прискорення a=0,050;

- коефіцієнт враховуючий не пружні деформації та локальні пошкодження елементів будівлі k =0,251.

Напрямок «Вітр 1», «Сейсміки 1» під кутом 0^0 відносно осі «X», а напрямок «Вітр 2», «Сейсміки 2» під кутом 90^0 відносно осі «X».

Слід відмітити, що при розрахунку на вітрові навантаження згідно пунктів 4.9 та 4.10, ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» перевірка конструкцій будівлі за першим граничним станом виконується на дію граничних розрахункових навантажень, а за другим граничним станом - експлуатаційних навантажень. Для об'єктів даного класу коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_{fe}=0,21 (ДБН 1.2-2:2006 п. 9.15, табл. 9.3), а коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження γ_{fm}= 1,14 (ДБН 1.2-2:2006 п. 9.14, табл.9.2). Таким чином, коефіцієнт К служить для переходу від експлуатаційного до граничного значення.

3.2.2. Результати розрахунку

Результати розрахунку максимальних вертикальних та горизонтальних зміщень, а також напружень в конструктивних елементах будинку з врахуванням просторової роботи каркасу для різних видів комбінацій навантажень наведено у додатку №2.

Одержаний в результаті розрахунку максимальний перекіс поверхів будинку при вітровому навантаженні становить 1/1680 що не перевищує 1/500 (ДСТУ Б В.1.2-3:2006, Розділ 7, п. 7.1, табл. 4, стор. 8). При сейсмічному навантаженні 1/1300 (стор. 1.90-1.97), що не перевищує 1/250 (ДБН В.1.1-12:2006, табл. 2.8, стор. 15), при коефіцієнті надійності по відповідальності рівному 1.0.

НУБіП України

Відносні максимальні горизонтальні переміщення верху будівлі $h = 56.2 + 1.5 = 57.7 м$, $f_u = \sqrt{\left(-\left|0.23\right|^2 + \left|-0.13^2\right|\right)} \approx 0.27 см$, вітрових навантажень становить:

$$\frac{f_u}{h} = \frac{0.27}{57.7 \times 100} = \frac{1}{21370} < \frac{1}{500}.$$

Відносні максимальні горизонтальні переміщення верху будівлі $h = 56.2 + 4.5 = 60.7 м$, $f_u = \sqrt{\left(\left|2.7\right|^2 + \left|-2.7\right|^2\right)} \approx 3.82 см$, сейсмічних навантажень становить:

$$\frac{f_u}{h} = \frac{3.82}{60.7 \times 100} = \frac{1}{1589} < \frac{1}{250}.$$

Як бачимо, отримані результати відповідають вимогам вище названих нормативних документів. Таким чином, загальна деформативність будинку на горизонтальні навантаження забезпечується.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

3.3. Розрахунок діафрагми жорсткості «ДЖ-1»

	МОНОМАХ версия 4.2	РАЗРЕЗ (СТЕНА)	Дата: 29.08.2023
	Модель: разрез 1	Файл: 22	Время: 11:08

Вхідні данні:

Ширина раскрытия трещин [м]:

продолжит.: 0.0003

непродолжит.: 0.0004

Условия твердения: естеств. твердение

Условия эксплуатации: обычные

Вид бетона: Тяжелый

Коэффициент Пуассона : 0,2

Коэффициент условий работы бетона: 1

Расстояние до ц.т. арматуры: 3 [см]

Результати розрахунку

Стены

1-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон

N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	0.0	2	6.0	0.0
3	6.0	4.2	4	0.0	4.2

2-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон

N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	4.2	2	6.0	4.2
3	6.0	8.4	4	0.0	8.4

3-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон

N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	8.4	2	6.0	8.4
3	6.0	12.6	4	0.0	12.6

4-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон

N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	12.6	2	6.0	12.6
3	6.0	16.8	4	0.0	16.8

НУБіП України

6-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	21.0	2	6.0	21.0
3	6.0	25.2	4	0.0	25.2

7-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	25.2	2	6.0	25.2
3	6.0	29.4	4	0.0	29.4

8-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	29.4	2	6.0	29.4
3	6.0	33.6	4	0.0	33.6

9-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	33.6	2	6.0	33.6
3	6.0	37.8	4	0.0	37.8

3	6.0	37.8	4	0.0	37.8

10-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	37.8	2	6.0	37.8
3	6.0	42.0	4	0.0	42.0

11-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	42.0	2	6.0	42.0
3	6.0	46.2	4	0.0	46.2

12-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон					
N узла	X	Y	N узла	X	Y

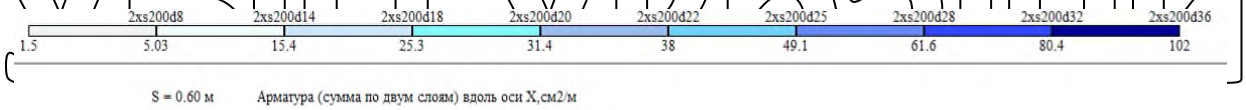
1	0.0	46.2	2	6.0	46.2
3	6.0	50.4	4	0.0	50.4

13-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон

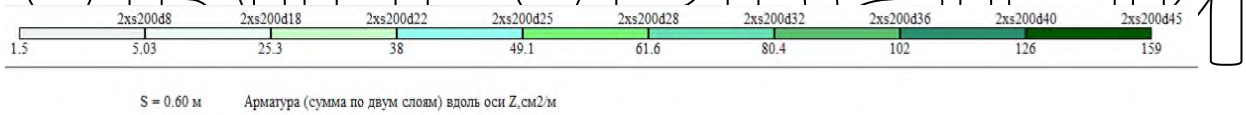
N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	50.4	2	6.0	50.4
3	6.0	54.6	4	0.0	54.6

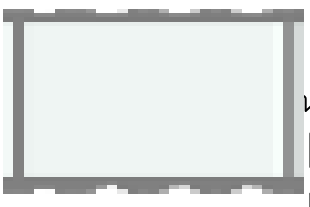
14-й элемент разреза. ТОЛЩИНА СТЕНЫ, МАТЕРИАЛ Железобетон

N узла	X	Y	N узла	X	Y
1	0.0	54.6	2	6.0	54.6
3	6.0	58.8	4	0.0	58.8



Армирование по X





Армирование по z

N	Имя	Плотность	Проч.мат. сжат.	Проч.мат.раст.	Проч.арм.прод.	Проч.арм.поп.
1	Железобетон	2.5	1730.0	122.0	37500.0	23000.0

3.4. Розрахунок пілона «П-1»

Даині для розрахунку:

- грузова площа пілони $A = 44{,}1 м^2$;

- висота 17,95 м;

- бетон класу С 25/30;

- переріз пілони 1,2х0,3м.

Визначення навантажень:

Збір навантаженнь на $1{,}0\ м^2$ перекриття від власної ваги:

- перекриття складає – $0{,}9 кН/м^2$;

- покриття – $2{,}0 кН/м^2$.

Перемінне навантаження на перекриття – $2{,}5 кН/м^2$;

покриття – $1{,}5 кН/м^2$.

$G = 0{,}9 \cdot 44{,}1 = 39{,}3 кН$;

$Q = 2{,}0 \cdot 44{,}1 = 88{,}2 кН$;

$G_{покр} = 2{,}5 \cdot 44{,}1 = 110{,}3 кН$;

$Q_{покр} = 1{,}5 \cdot 44{,}1 = 66{,}2 кН$.

Власна вага пілона

$$G_1 = b \cdot h \cdot H_{\text{пов}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1{,}75 \cdot 0{,}7 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}95 = 240\text{кН}$$

Власна вага пілона

$$G_2 = b \cdot h \cdot H_{\text{пов}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1{,}75 \cdot 0{,}7 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}95 = 120\text{кН}$$

Визначимо зусилля в пілоні в межах поверху:

- постійне навантаження:

$$G_1 = G_{\text{покр}} + (n-1)G + 4G_1 + 42G_2 = 106 + 45 \cdot 40{,}3 + +4 \cdot 236 + 42 \cdot 118 = 7800\text{кН}$$

- від перемінних:

$$Q_1 = (n-1)Q = 45 \cdot 106 = 4800\text{кН}$$

$$Q_2 = Q_{\text{пок}} = 66\text{кН}$$

Складемо розрахункові комбінації зусиль:

$$N_{Sd,1} = G_1 + Q_{\text{д}} + \sum \psi_0 Q = 7820 + 4770 + 0{,}7 \cdot 65 = 1264{,}0\text{кН}$$

$$N_{Sd,1} = G_1 + Q_{\text{д}} + \sum \psi_0 Q = 7820 + 65 + 0{,}7 \cdot 4770 = 11220\text{кН}$$

Найбільш невигідною комбінацією є зусиля – 12640,0 кН

Довготривале переміне навантаження визначимо - множенням повного змінного навантаження на коефіцієнт ψ_2, що залежить від виду (беремо з таблиці А.1 додатку А «Бетонные и железобетонные конструкции».

$$Q_{1,l} = Q_1 \cdot \psi_2 = 4770 \cdot 0{,}5 = 2390\text{кН}$$

$$Q_{2,l} = Q_2 \cdot \psi_2 = 66 \cdot 0{,}5 = 33{,}0\text{кН} \text{ – снігова.}$$

Виберемо довгу частину для першої комбінації

$$N_{Sd,l} = 7820 + 2385 + 33{,}0 = 10225{,}0\text{кН}$$

N_{sd} = 12640,0кН – повне зусилля в пілоні

$N_{sd,l}$ = 7820,0 + 2385,0 + 33,0 = 10224,5кН –зусилля в пілоні.

Розрахункову довжину пілону визначаємо:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 1 \cdot 5640 = 5640\text{мм}$$

де β – коефіцієнт, що залежить від характеру закріплення пілону;

l_{col} – геометрична довжина пілону

$$l_{col} = H_{\text{пов.}} - d_{.} = 6000 - 360 = 5640\text{мм}$$

Випадковий ексцентриситет буде визначатись:

$$e_a = max\begin{Bmatrix} e_a = \frac{l_{col}}{600} = \frac{5640}{600} = 9,4 \\ e_a = 10\text{мм} \\ e_a = \frac{h}{30} = \frac{700}{30} = 23,3 \end{Bmatrix} = 23,3\text{мм}$$

Гнучкість пілону для необхідності врахування повздовжнього прогину:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{700}{\sqrt{12}} 202\text{мм}$$

$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{5640}{202} 28 > 14$, необхідно врахувати повздовжній прогин. Необхідно визначити ефективну розрахункову довжину.

Ефективна розрахункова довжина пілону:

$$k_{lt} = 1 + 0,5\frac{N_{Sd,l}}{N_{Sd}} \cdot \varphi(\infty, t_0) = 1 + 0,5\frac{10224,5}{12635,5} \cdot 2 = 1,8$$

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}} = 5640 \cdot \sqrt{1,81} = 7590\text{мм}$$

Її гнучкість - λ через h:

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{7588}{700} = 10,8;$$

$$\frac{e_a}{h} = \frac{23,3}{700} = 0,03$$

Розрахунковий опір арматури складає:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,1} \approx 450\text{МПа}$$

Розрахунковий опір бетону на стиск:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,1} = 13,3\text{МПа}$$

По таблиці 7.2, СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» при $\lambda_h = 10,84$ і $\frac{e_a}{h} = 0,03$, коефіцієнт $\phi = 0,908$.

Із рівняння $N_{Sd} \le N_{Rd} = \varphi(\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{S,tot} \cdot f_{yd})$ необхідна площа армування складає

$$A_{S\,tot} = \frac{\left(\frac{N_{Sd}}{\phi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c\right)}{f_{yd}} = \frac{\frac{12635,5 \cdot 10^3}{0,908} - 0,85 \cdot 13,33 \cdot 1,75 \cdot 0,7}{450} = 309,0\text{см}^2$$

Для армування пилони приймаємо 14Ø16 А400С ($A = 244,3\text{см}^2$)

4Ø16 А240С ($A = 75,4\text{см}^2$)

$$A_S = 75,4 + 244,3 = 319,7\text{см}^2 > A_{S,tot} = 309,1\text{см}^2$$

Коефіцієнт армуванн $\rho = \frac{A_S}{bh} = \frac{319,68}{175 \cdot 70} = 0,026 < 0,03$.

Умова виконується.

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Інженерно-геологічні вишукування (витяг зі звіту)

Площа земельної ділянки (Кадастровий номер 80 000 00:90:521:0010), згідно витягу з технічної документації №Ю-33941/2011, Головного управління земельними ресурсами Київської міської державної адміністрації, становить 171729 кв. м. Інженерно-геологічний склад ділянки забудови, її гідрографічні, орографічні характеристики, гідрогеологічні, геологічні умови та фізико-механічні характеристики грантів визначені: «ОТЧЕТ об инженерно-геологических изысканиях», ООО «ПРОМТРАНС», №1575-ИГО, Киев–2020г..

Характерні фізико-механічні властивості грунтів наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 5.1

НУБіП України

Характерні інженерно-геологічні розрізи

№ п/п	Тип грунту	Місцезнаходження
1	2	3
ІГЕ-1	Насипний грунт – пісок, супісок, суглинок змулений	Повсюдно, *H* шару 1,5-4,2м не нормується
ІГЕ -2	Супісок темно-бурий, гумусований, зеленувато-сірий з лінзами піску, прошарками суглинку	Місцями, *H* шару 0,6-6,2 м *P = 1,46 – 1,71 [т/м³]* $E = 100-150[кгс/см^2]$
ІГЕ -3	Суглинок темно-бурий, зеленувато-бурий, слабкозамулений, замулений і заторфований, тугопластичний	Місцями, *H* шару 0,6-3,9 м *P = 1,66 [т/м³]* $E = 120[кгс/см^2]$
ІГЕ -4	Торф темно-сірий, бурий, сильнорозкладений, вологий	Місцями, *H* шару 0,4–1,3 м не нормується
ІГЕ -5	Пісок сірий, дрібний, кварцовий з прошарками і лінзами пилуватого піску, від маловологого до водонасиченого стану	Повсюдно, *H* шару 3,8-8,9м *P = 1,84 – 1,91 [т/м³]* $E = 180[кгс/см^2]$
ІГЕ -6	Пісок жовто-сірий, сірий, дрібний, кварцовий, водонасичений	Місцями, *H* шару 4,6-6,6 м *P = 1,85 [т/м³]* $E = 200[кгс/см^2]$
ІГЕ -7	Пісок сірий, середньої крупності, кварцовий, водонасичений	Місцями, *H* шару 1,8-7,5 м *P = 1,91 [т/м³]* $E = 180[кгс/см^2]$
ІГЕ -8	Пісок зеленувато-сірий, зеленувато-бурий, дрібний, глинистий, водонасичений	Місцями, *H* шару 17,0-18,7 м *P = 1,85 [т/м³]* $E = 200[кгс/см^2]$

Геологічна будова

В геологічній будові беруть участь породи четвертинного періоду, представлені алювіальним відкладенням, перекриті ґрунтами техногенного походження (ґрунти насипні). Місцями у верхніх горизонтах зустрічаються прошарки суглинків, болотяного мергелю і торфу. З глибиною ці прошарки зникають, знаходяться чисті алювіальні піски. Нижче вони переходять у флювіоглаціальні піски зі значною кількістю гравію та уламків кристалічних порід. Алювіальні та флювіальні піски лежать на розмитій поверхні пісків бучакського ярусу. Досліджуваний майданчик забудови розташовується в межах високої заплави річки Віта. Рельєф ділянки забудови спокійний, з абсолютними позначками поверхні рельєфу ділянки 95,75 - 98,05 м.

Гідрогеологічні умови

Гідрографічна сітка району відноситься до басейну річки Дніпро. Річки рівнинного типу, їх живлення здійснюється підйомними водами та атмосферними осідками. Територія досліджень знаходиться на лівому березі річки Віта, правої притоки річки Дніпро, на північно–західному схилі Дніпровсько-Донецької впадини. В межах майданчика існує постійний водоносний горизонт в алювіальних піщаних відкладеннях, який гідравлічно пов’язаний з р. Дніпро. В період досліджень підземні води зустрінуті на глибинах 3,2–5,5м, що відповідає абсолютним відміткам 92,25–94,10м. Сезонне коливання підземних вод ±1,0м.

Сучасні фізико-геологічні та інженерно-геологічні процеси і явища

Активних негативних фізико-геологічних і інженерно-геологічних процесів і явищ в період досліджень не зафіксовано, територія стабільна. Розташовані поряд споруди візуально деформацій не мають.

Прогноз зміни інженерно-геологічних умов

Техногенна діяльність людини – проходження будівельних котлованів, порушення умов відаедення атмосферних опадів за межі майданчика, прокладення водоносних комунікацій і витік води з них, забудова спорудженнями значної площі, покриття значних площ асфальтом і іншими

видами покриттів може привести до змін умов міграції вологи в зоні аерації, особливо у верхній частині розрізу, збільшенні вологості грунту під штучним покриттям і під самими спорудами, аж до появи вільної води (верховодки) в маловологих грунтах. Підвищення вологості грунту в зоні аерації і виникнення в них «верховодки» може привести до зменшення фізико-механічних характеристик грунтів.

Висновки

1. В межах майданчика існує безнапірний водоносний горизонт в алювіальних пісках який гідравлічно пов'язаний з річкою Дніпро. Під час буріння зустрінутий на глибинах 3,2–5,5 м, що відповідає абсолютним відміткам 92,25–94,10м. Можливе коливання підземних вод на 1,0м відносно замірянного.
2. По хімічному складу підземні води не мають агресивних властивостей по відношенню до бетону.
3. Майданчик можна віднести до умовно не підтоплюваних територій. Міра сезонного підтоплення верховодкою – помірна.
4. Нормативна глибина промерзання грунтів – 0,9м.

4.2. Визначення взаємного впливу фундаментів

В зв'язку з комплексною забудовою логістичного центру, висотно-стелажний склад по осі 17[!] примикає будівля експедиції то можливе виникнення взаємного впливу фундаментів (рис. 4.1).

При проведенні розрахунків була використана інтегрована система аналізу конструкцій (ПК) "ЛИРА 9.6", орієнтована на вирішення широкого класу задач та аналіз поводження конструкцій при різноманітних навантаженнях та впливах.

Опис скінчено-елементної моделі

Найважливішим етапом рішення задачі є складання розрахункової схеми. Заміна вихідної конструкції сукупністю дискретних елементів має на меті рівність енергій конструкції та її дискретної моделі.

Розрахунок осадок та кренів фундаментів з урахуванням взаємного впливу фундаментів виконується шляхом визначення сумарної жорсткості основи при стисненні та крені, які визначаються за епюрами перетворених коефіцієнтів жорсткості.

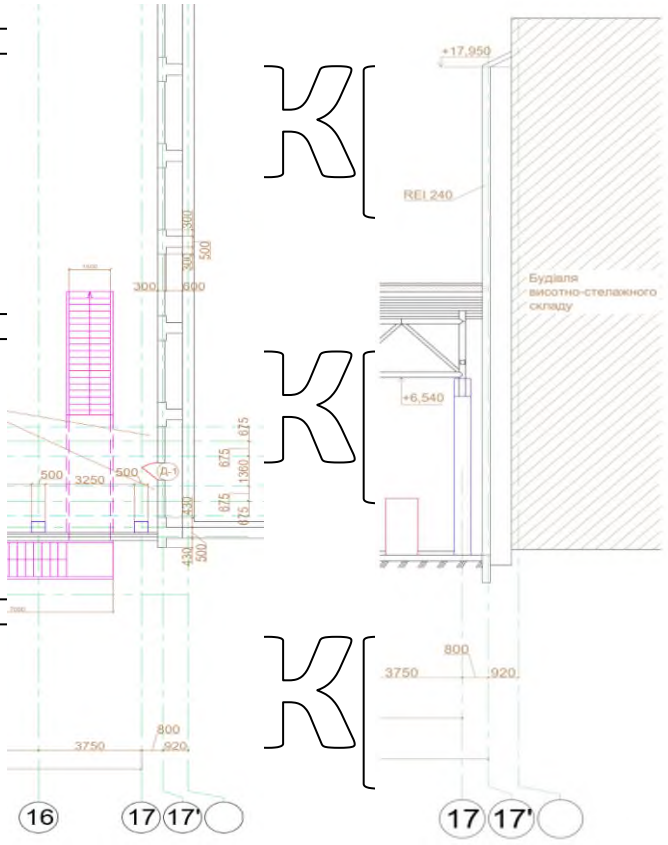


Рис. 4.1. Примикання будівлі висотно-стелажного складу до будівлі експедиції по осі 17'

У випадку коли фундаменти розташовуються на різних рівнях необхідно врахувати наступні особливості, що викликані різною глибиною закладання фундаментів, див. рис. 4.2.

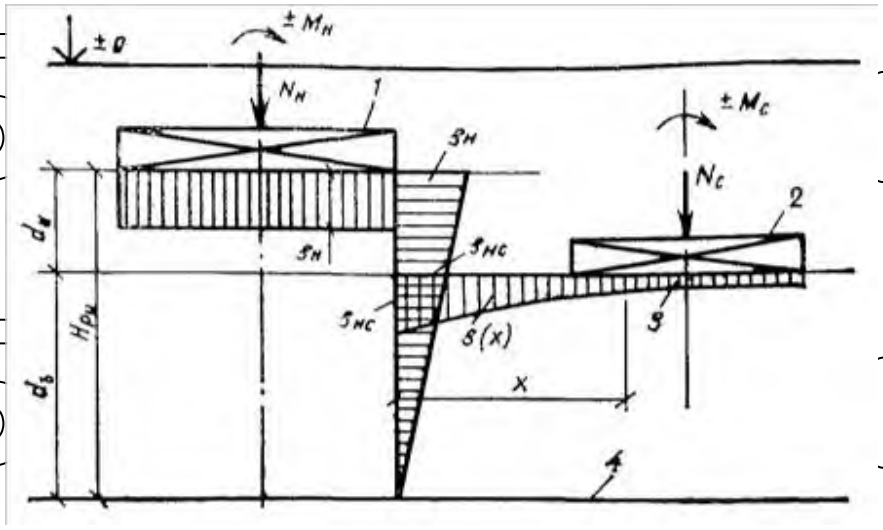


Рис. 4.2.Схема розрахунку впливу фундаментів: 1 –фундамент першого рівня закладання; 2 –фундамент другого рівня закладання; 3 – осадки впливу; 4 – рівень осідання фундаментів

Осадка одного фундаменту $s_н$ (на рівні підошви) визначається з урахуванням його закладання на меншій розрахунковій глибині $H_{рн}$;

осадка іншого фундаменту на рівні, що відповідає положенню підошви $s_{i.ф}$ визначається відношенням глибини шару d_b до глибини шару $H_{рн}$ при $d_b/H_{рн} < 1$.

$$s_{i.ф} = s_н(d_b/H_{рн}),$$

де d_b – відстань між підошвою одного фундаменту та підошвою шару $H_{рн}$;

осадка впливу фундаменту на на рівні підошви останнього визначають за формулою:

$$s(x) = s_{п.ф} \cdot e^{-x/s(d_b)},$$

де x – відстань від найближчої до існуючого фундаменту кромки нового фундаменту до точки, в якій визначається осадка, а параметр розподільчої здатності $s(d_b)$ визначається для шару d_b.

При побудові розрахункової схеми було прийнято, що всі конструктивні елементи будівельних конструкцій нового та існуючого фундаментів складаються із ідеалізованого матеріалу, із зберіганням головних фізико-механічних

характеристик та властивостей. Фундаменти моделювались елементами просторового стержня (СЕ типу 10). Моделювання відбувалося за допомогою скінченного елементу (СЕ типу 281) – фізично нелінійний прямокутний скінчений елемент пласкої задачі (ґрунт).

На рис. 4.3, наведено загальний вигляд скінчено-елементної моделі ґрунтової основи, різних рівнів фундаментів з відображенням кольорових типів жорсткості.

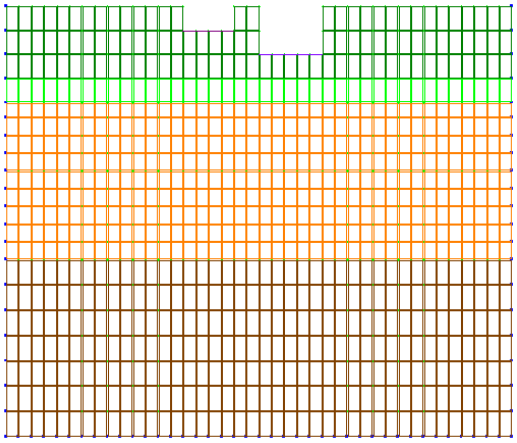


Рис. 4.3. Розрахункова схема ґрунтової основи, різних рівнів фундаментів

Навантаження, впливи та їхні комбінації

Розрахункові навантаження на багатошарову основу та конструкції фундаментів визначались згідно норм розрахунку та проектування. При цьому розрахунок проводився на власну вагу, тимчасове навантаження та комбінації цих завантажень. Навантаження на розрахункову схему задаються у вигляді окремих завантажень та включають:

Завантаження 1 – описує постійне навантаження від власної ваги ґрунту багатошарової основи, яке моделюється у вигляді місцевих розподілених та зосереджених сил, які діють по напрямку осі Z загальної системи координат. Власна вага ґрунту багатошарової основи розрахункової схеми вираховується автоматично. На рис. 5.3, див. додаток А наведено постійне навантаження ґрунту багатошарової основи.

Завантаження 2 – описує постійне рівномірно-розподілене навантаження, що прикладене на поверхню основи, а також власну вагу конструкцій фундаментів та зосереджене навантаження на них від власної ваги вище розташованих конструкцій. Навантаження від власної ваги конструкцій моделюється у вигляді місцевих розподілених та зосереджених сил, які діють по напрямку осі Z загальної системи координат. Власна вага конструкцій фундаментів вираховується автоматично.

На рис. 4.4, наведено постійне навантаження від власної ваги фундаментів, зосереджене навантаження від вище розташованих конструкцій та розподілене навантаження на поверхню основи.

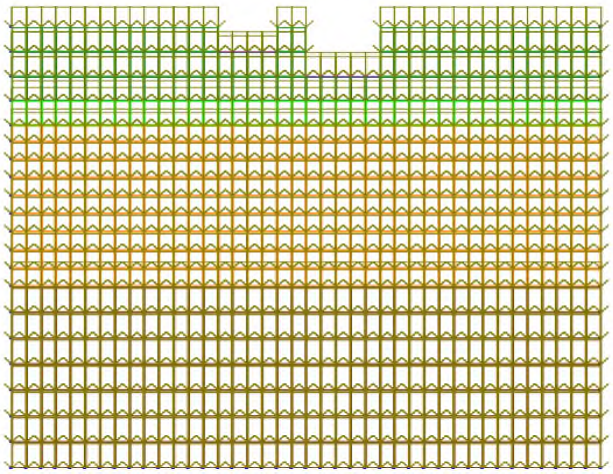


Рис. 4.4. Постійне навантаження

Крім того, розрахунок проводився на комбінацію завантажень, приведених в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Комбінації	
Номер	Найменування
1	постійні + тимчасові навантаження

Для кожного скінченного елемента по кожному завантаженню та комбінації завантажень були визначені всі параметри напружено-деформованого стану.

Враховуючи складність представлення великого об'єму інформації, результати розрахунку для висвітлення взаємного впливу фундаментів представлені у вигляді ізоліній деформацій та напружень, рис. 4.5 – 4.8.

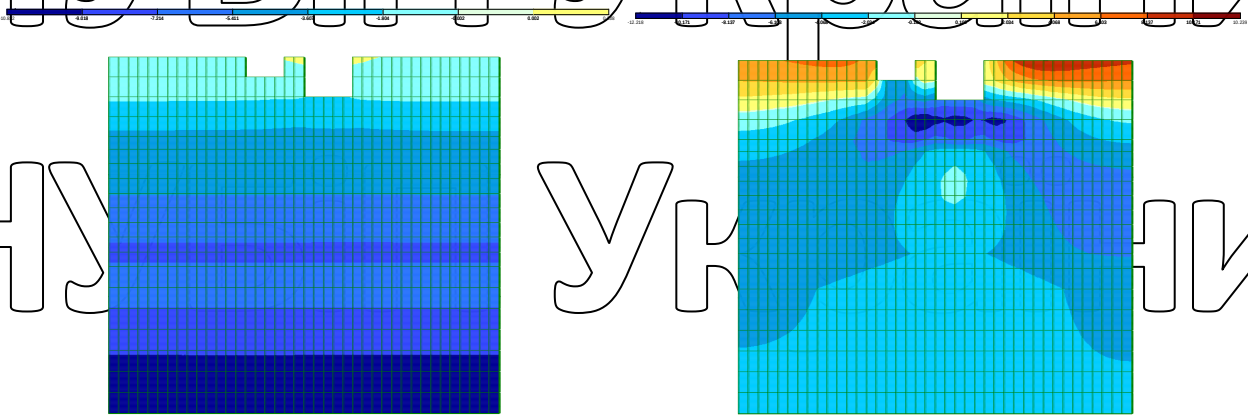


Рис. 4.5 – 4.6. Ізополя напружень по Nx від власної ваги грунту та ваги конструкцій фундаментів

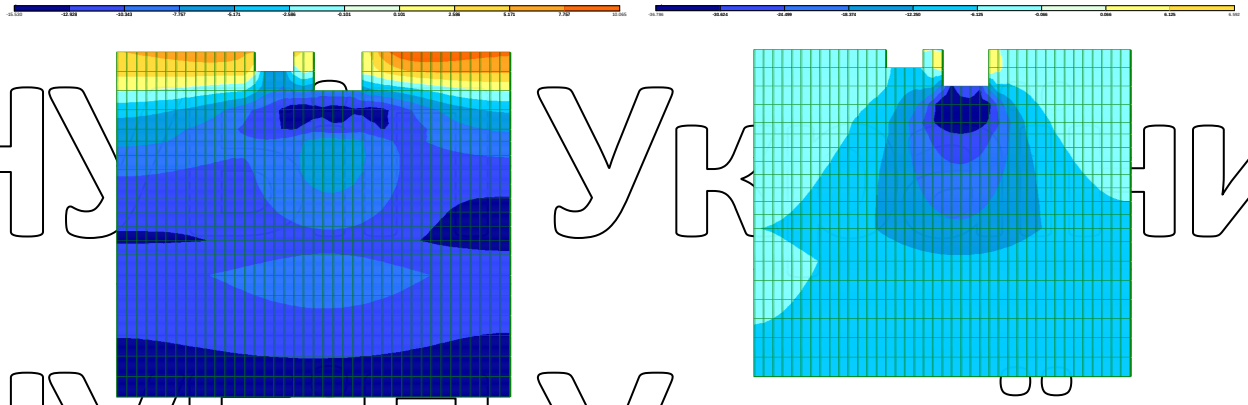


Рис. 4.7 – 4.8. Ізополя напружень по Nz від комбінацій навантажень

Переміщення

Нижче приведені переміщення вузлів скінченної-елементної моделі, напруження в багатошаровій моделі грунтової основи від різноманітних

можливих комбінацій навантажень. На рис. 4.9–4.10, представлені переміщення вузлів по осям основної системи координат від першого та другого завантаження, а також комбінації завантажень.

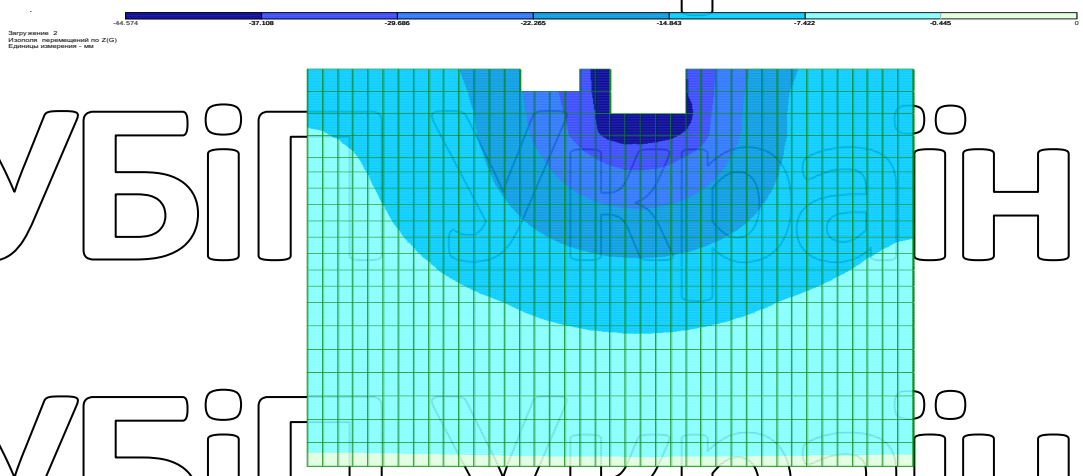


Рис. 4.9. Переміщення по z від діючих навантажень

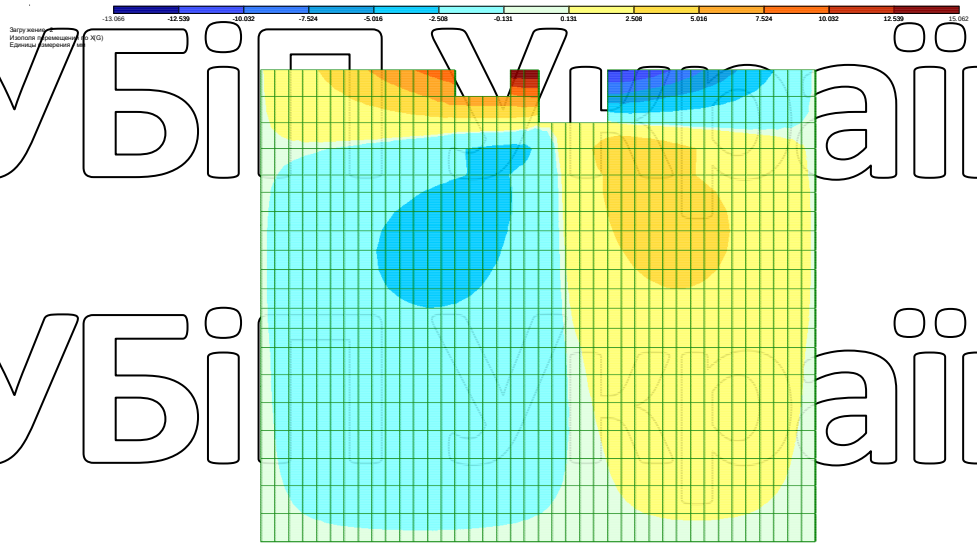


Рис. 4.10. Переміщення по *x* від діючих навантажень

Висновок

Максимальне значення осідання фундаментів згідно розрахунку від комбінації завантажень склало 74,6 мм (7,46 см), що більше максимального значення осідання для виробничих будівель з повним каркасом, яке згідно таблиці И.1 Граничні деформації основи, С.94 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти

будинків і споруд» повинно складати до 7,0 см. Тому, для запобігання взаємного впливу фундаментів потрібно передбачити влаштування пальових фундаментів по осі 17'. Приймаємо пальову стрічку по осі 17' з буронабивних паль.

4.3. Розрахунок фундаментів по осі 17'

Першим етапом розрахунку є збір навантажень від надземних конструкцій, див. таб. 4.3.

Таблиця 4.3

Збір навантажень на відрізку зовнішньої стіни по осі 17'

Вид навантаження	Нормативне навантаження		Коеф. надійності за призначенням	Розрах. навантаження, кН
	на одиницю площі, кН/м^2	від вантажної площі, кН		
Постійні навантаження				
Від покрівлі будівлі	3,34	10,02	1,3	13,28
Утеплювач $\gamma = 800$ кг/м^3	1,44	4,32	1,3	5,62
Плівка пароізоляції	0,06	0,18	1,3	0,234
Плити покриття	2,92	43,8	1,1	48,18
Підлоги	0,64	7,68	1,3	9,98
Стіни	1,5	150,74	1,3	195,96
Всього:	-	216,74	-	246,71
Тимчасові навантаження				
Від снігу на покрівлю (відповідно до дод. Е, ДБН В.1.2-2:2006)	1,16	3,5	1,4	4,88
Нормативні навантаження (п. 1 табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006)				

НУБіП України

- короткочасне	1,5	4,5	1,3	5,85
- довготривале	0,35	1,05	1,3	1,37
Тимчасові навантаження	0,7	2,1	1,3	2,73
Всього:	□	11,15	□	14,83

Розрахункове навантаження на 1 м.п. фундаменту під стіну по осі 17':

- постійне: $N_{\text{п}}^{\text{р}}$ = 246,71 кН;

- тимчасове: $N_{\text{т}}^{\text{р}}$ = 14,83 кН;

Сумарне навантаження: $N^{\text{р}}$ = 246,71 + 14,83 = 261,54 кН = 26,7 т на 1 м.п.

Таблиця 4.4

Визначення тиску на підошву фундаментів по осях 17'

№	Найменування навантажень	Нормативне навант., кН	γ_f	Розрах. навант, кН
1	Навантаження від надземних конструкцій (на 1 м.п.)	227,89	□	261,54
2	Власна вага фундаментів (від 1 м.п.)	32,4	1,1	35,64
3	Вага ґрунту на обрізі фундаменту (на 1 м.п.)	11,34	1,15	13,04
	Всього:	271,63	□	310,22
	Тиск по підошві p, кПа	155,11		

Глибина закладання підошви фундаменту d = 1,36 м. Ґрунт основи – ІГЕ-1 насипний ґрунт (пісок та супісок з включенням будівельного сміття: γ_{II} = 0,0185 МН/м^3, $\varphi_{\text{п}}$ = 18°, $c_{\text{п}}$ =0,009 МПа). Далі знаходимо значення безрозмірних коефіцієнтів: M_γ = 0,43; M_{q} = 2,73; M_{c} = 5,31.

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1,1}(0,43 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,0185 + 2,73 \cdot 1,36 \cdot 0,0185 + 5,31 \cdot 0,009) = 152 \text{ кПа}.$$

Відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009 «Основания и фундаменты сооружений» при розрахунку фундаментів за деформаціями основ, середній тиск під підошвою $p_{ср}$ не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R, кПа. В нашому випадку: $p_{ср} = 155,1$ кПа $> R = 152$ кПа – умова не виконується.

Розрахунок фундаменту виконано з урахуванням роботи ґрунтової основи на основі технічного звіту з інженерно - геологічних вишукувань, див. табл. 4.5, табл. 4.6.

Таблиця 4.5

Фізико-механічні властивості ґрунтів

№	Позначення геологічного елемента	Властивості геологічного елемента
1	ІГЕ-1	**Насипний ґрунт – пісок, супісь** коефіцієнт пористості e = 0.892 розрахункове значення питомої ваги g = 18.500 кН/м^3 розрахункове значення питомого зчеплення c = 9.000 кПа розрахункове значення кута внутрішнього тертя f = 18.000 град Ступінь вологості Sr = 1
2	ІГЕ-2	**Супісь темно-бура** показник консистенції IL = 0.000 коефіцієнт пористості e = 0.892 число пластичності Ip = 0.050 розрахункове значення питомої ваги g = 18.900 кН/м^3 розрахункове значення питомого зчеплення c = 6.000 кПа

		розрахункове значення кута внутрішнього тертя f = 16.000 град Ступінь вологості Sr = 1
3	ІГЕ-3	**Суглинок темно-бурий** розрахункове значення питомої ваги g = 19.300 кН/м^3 розрахункове значення питомого зчеплення c = 2.000 кПа розрахункове значення кута внутрішнього тертя f = 25.000 град
4	ІГЕ-5	**Пісок сірий, кварцовий** показник консистенції IL = 0.620 коефіцієнт пористості e = 0.824 розрахункове значення питомої ваги g = 19.900 кН/м^3 розрахункове значення питомого зчеплення c = 11.000 кПа розрахункове значення кута внутрішнього тертя f = 14.000 град Ступінь вологості Sr = 1
4	ІГЕ-6	**Пісок жовто-сірий, кварцовий** показник консистенції IL = 0.700 коефіцієнт пористості e = 0.688 розрахункове значення питомої ваги g = 20.300 кН/м^3 розрахункове значення питомого зчеплення c = 35.000 кПа розрахункове значення кута внутрішнього тертя f = 19.000 град Ступінь вологості Sr = 1.3

Таблиця 4.6

Геологічна колонка

№	Позначення геологічного елемента	Товщина, м

1	ІГЕ-1	4.200
2	ІГЕ-2	6.200
3	ІГЕ-3	3.900
4	ІГЕ-5	8.900
5	ІГЕ-6	6.600

НУБіП України

4.4. Розрахунок палі

Розрахунок фундаменту за деформаціями виконано з урахуванням роботи основи за допомогою системи «Ґрунт» ПК «ЛИРА 9.6» Система «Ґрунт» призначена для створення моделі ґрунту на основі даних інженерно-геологічних умов, а також визначення величини осадки, глибини стискаємої товщі, коефіцієнтів постелі С1 та С2 ґрунтової основи. Виконання розрахунку відбувалося на основі програмно побудованої моделі ґрунту, для чого задавалися відомості о свердловинах: їх місце розташування та характеристики шарів ґрунту (ІГЕ). Формування моделі ґрунту між свердловинами виконується по встановленим правилам із застосуванням інтерполяції між шарами. Розрахунок виконувався у відповідності з ДБН В.2.1-10-2009 та СП 51-101-2004. Розрахунок осадок виконувався методом пошарового підсумовування. На основі отриманої моделі проводилося визначення С1 та С2. На рис. 4.11. та в табл. 4.7 та 4.8 наведені результати розрахунку ґрунтової основи.

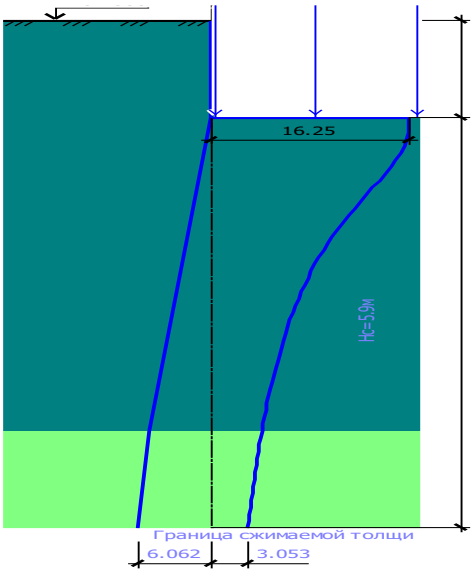


Рис. 4.11. Схема осідання фундаменту

Таблиця 4.7

Дані по шарам грунту

№	Товщина шару, м	Тиск від навантаження в середній точці шару, Т/м^2	Побутовий тиск в середній точці шару, Т/м^2	Осадка, мм
1	0.4	26.944	2.636	12.317
2	0.4	19.526	2.867	8.926
3	0.4	11.63	3.098	5.317
4	0.4	7.072	3.33	3.233
5	0.4	4.619	3.561	2.112
6	0.4	3.216	3.792	1.47
7	0.4	2.356	4.023	1.077
8	0.4	1.795	4.255	0.821
9	0.4	1.411	4.486	0.645
10	0.4	1.137	4.717	0.52

Таблиця 4.8

Результати розрахунку ґрунтової основи

№	Найменування	Значення
1	Осадка (S)	0,038 м
2	Глибина стискаємої товщі (Hc)	5,9 м
3	Середнє значення коефіцієнта Пуасона (mгр)	0,300
4	Усереднене значення модуля деформації (Eгр3)	2523,93 т/м2
5	Крен фундаменту (i)	0.000
6	Обраний метод	3
7	Коефіцієнт постілі (C1)	521,69 т/м^3
8	Коефіцієнт постілі (C2)	1909,12 т/м

Визначення розрахункового навантаження на буронабивну палю

Розрахунок виконуємо у відповідиості з СП 50-102-2003 "Проектирование и устройство свайных фундаментов". Розрахунок одиночної висячої палі виконується на вдавлююче навантаження у відповідності з вимогою п.7.1.11 та п.7.2.6. Паля розраховується у відповідності з даними інженерно-геологічних вишукувань.

Параметри буронабивної палі

Використовуємо буронабивну залізобетонну палю суцільного перерізу, що бетонуються безперервно в свердловині з закріпленням стінок металевою обсадною трубою. Для заповнення сталевих обсадних труб в межах всієї довжини слід використовувати бетон класу С25/30 з розрахунковим опором на осьовий стиск по першій групі граничних станів 13,5 МПа (135 кгс/см^2). Верхня відмітка палі приймається на рівні планувальної позначки. Приймаємо нижню відмітку палі −11.500 м. Довжина палі складає 11,5 м. Переріз палі круглий діаметром 0,6 м. Геологічні елементи прошарків ґрунтів, що контактують з бічною поверхні полі наведено у таблиці 4.9.

Визначення роботи ґрунту на бічній поверхні палі

Ґрунти основи розбиваємо на однорідні ділянки товщиною не більше 2,0 м. Паля працює на стискаюче навантаження в межах глибини 11,5 м, з відмітки, що відповідає планувальній позначці землі до відмітки -11,5 м.

Таблиця 4.9

№	Позначення геологічного елементу	Товщина, м	Середня глибина закладання, м	Розрах. опір, Н/м^2	Коеф. умов роботи	Несуча здатність, кН
1	ІГЕ-1	1,5-4,2	2,800	35.000	0.800	17.593
2	ІГЕ-2	0,6-6,2	3,400	48.000	0.800	24.127
3	ІГЕ-3	0,6-3,9	2,250	55.850	0.800	26.670
4	ІГЕ-4	0,4–1,3	0,850	59.800	0.800	30.059
5	ІГЕ-5	3,8-8,9	6,350	33.400	0.800	15.110
6	ІГЕ-6	4,6-6,6	5,600	17.220	0.800	3.462
7	ІГЕ-7	1,8-7,5	4,650	66.400	0.700	14.602
Загальна несуча здатність						131.623

Визначення роботи ґрунту під нижнім кінцем палі

Розрахункова глибина закладання нижнього кінця палі 11,5 м.

Площа спирання на ґрунт 0,0079 м^2.

Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі 1,0.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі 1395,0 кН/м^2.

Несуча здатність палі по вістрю 11,0 кН.

Визначення несучої здатності палі

Коефіцієнт умов роботи палі 0,8.

Несуча здатність палі по вдавлюючому навантаженню (без урахування металевої оболонки обсадної труби) F_d = 142,579 кН.

Визначення допустимого навантаження на палю

Коефіцієнт надійності 1,400.

Розрахункове вдавлюючи навантаження, що допускається на палю (без урахування металевої оболонки обсадної труби) N = 101,842 кН.

Необхідна кількість паль на 1 м.п. стрічкового фундаменту з урахуванням спільної роботи бетону та металевої оболонки обсадної труби приймаємо 1,5 палі на 1 м.п. Товщину стінки обсадної труби становить 12 мм. Визначаємо осадку одиночної висячої палі методом підсумовування. Вихідні данні для розрахунку осідання буронабивної палі наведено в таблиці 4.10.

Таблиця 4.10

Вихідні дані для визначення осадки палі

№	Шар	Товщина шару, м	Тип ґрунту	Модуль деформації, Т/м^2	Коефіцієнт Пуассона
1	ІГЕ-1	4.200	Насипний ґрунт	700	0.3
2	ІГЕ-2	6.200	Супісь темно-бура	700	0.35
3	ІГЕ-3	3.900	Суглинок темно-бурий	1800	0.3
4	ІГЕ-5	8.900	Пісок сірий, кварцовий	800	0.35
5	ІГЕ-6	6.600	Пісок жовто-сірий, кварцовий	2400	0.42

За результатами розрахунку осадка палі складає 15,86 мм, що менше гранично допустимої деформації основи для для виробничих будівель з повним каркасом, яка згідно ДБН В.2.1-10-2009 не повинна перевищувати становить 12 см (120 мм).

Приймаємо ряд буронабивних паль діаметром 620мм, глибиною закладання 11,5м, з кроком 1,1м по осі 17'.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

НУБіП України

5. ТЕХНОЛОГІЧНА ЧАСТИНА

5.1. Область застосування буронабивних паль

При будівництві в районах склавшийся забудови, або з умов взаємного впливу фундаментів будівель, як нового будівництва, так, і експлуатованих споруд, забороняється використовувати занурення паль методом забивання. Одним з альтернативних методів занурення паль є метод за технологією «стіна у ґрунті» із використанням буронабивних паль.

До основних переваг буронабивних паль відноситься:

- відсутність будь-яких вібрацій та струсів у процесі виконання робіт;
- підвищення надійності споруд за рахунок зменшення загальних та нерівномірних осідань фундаментів;
- зниження впливу зимового періоду на темпи та якість робіт;
- можливість використання міцних ґрунтових основ в якості опорного прошарку, прийнятих за підставу паль;
- можливість влаштування паль різної довжини, що спираються на необхідній відмітці;
- можливість використання міцних ґрунтів прийнятих за основу паль, при різко пересіченому рельєфі;
- можливість передачі великого діапазону навантажень на одну палю (від 1000 до 10000 кН і більше);
- можливість влаштування паль великого діаметру та несучої спроможності (в порівнянні із забивними палями), що значно покращує їх роботу на горизонтальне навантаження;

- можливість влаштування палі без армування в нижній її частині, де відсутня передача моментів і горизонтальних сил, що забезпечує економію арматурних виробів;

- скорочення потреби у спеціалізованих механізмах і транспорті;

Обгороджування з буронабивних паль характеризуються підвищеною жорсткістю і дозволяють майже повністю виключити переміщення і деформації грунтового масиву і розташованих поблизу будівель і інженерних комунікацій. Вони також майже повністю виключають переміщення ґрунтів під існуючими фундаментами і довкола існуючих підземних споруд і забезпечують збереження властивостей ґрунтів при бурінні свердловин.

До недоліків буронабівних паль слід віднести:

- підвищене вживання ручної праці і технологічна складність їх влаштування, особливо в нестійких ґрунтах;

- збільшення витрати бетону в порівнянні із забивними палями за рахунок відсутності ущільнення ґрунту біля палі в процесі її виготовлення;

- складність контролю за виготовленням паль і ін.

Влаштування буронабивних паль може проводитися круглий рік незалежно від погодних умов, а високий рівень механізації робіт дозволяє форсувати темпи спорудження обгороджувань і фундаментів. Темпи робіт взимку виявляються вищими, ніж в останню пору року. Це пояснюється тим, що взимку маневреність бурових установок значно підвищується.

Раціональним застосування буронабивних паль є пристрій обгороджувань стін котлованів поблизу вулиць, будівель і інженерних комунікацій, а також на щільно забудованих територіях, фундаментів будівель, опор мостів і інших інженерних споруд.

Буронабивнні палі призначені для передачі навантаження від будівлі або споруди на ґрунтову основу. Ці палі ефективні у випадку, коли на поверхні

залягають пучинисті ґрунти, що набрякають або просадкові. Обгороджування котлованів з буронабивних паль можуть виконувати роль не лише підпірних стінів котлованів, але і роль елементів заглиблених споруд, що несуть, з їх надземними конструкціями.

Сферою застосування обгороджувань з буросекущих паль є пристрій обгороджувань стін котлованів, коли рівень грунтових вод залягає вище за рівень дна котловану, а також фундаментів будівель, опор мостів і інших інженерних споруд. Вони, крім того, використовуються як стрічкові фундаменти або конструкції, що захищають, при будівництві глибоких підземних споруд в умовах щільної міської забудови.

5.2. Вимоги по влаштуванню буронабивних паль

1. Палі проектують відповідно:

- висновків по інженерно-геологічним дослідженням ґрунтової основи;

- відповідно сейсмічним умовам району будівництва;

- вихідних умов, технологічних, конструктивних особливостей та умов експлуатації проектуємого об’єкта;

- визначених навантажень та впливів, що діють на палю;

- склавшихся умов існуючої територіальної забудови та впливу на неї нового будівництва;

- екологічних вимог;

- результатів техніко-економічного порівняння варіантних рішень, які забезпечують найбільші та найвигідніші умови міцнісних і деформаційних характеристик.

2. При проектуванні паль в обов’язковому порядку передбачається: забезпеченість надійності, довговічності та економічності проектуємого об’єкта.

НУБіП України

Крім того, при розробці проектів виробництва робіт і організації будівництва передбачаються вимоги по забезпеченню надійності конструкцій на всіх стадіях їх зведення.

3. При проектуванні необхідно враховувати місцеві умови будівництва і експлуатації будівельних об'єктів у аналогічних інженерно-геологічних, гідрогеологічних та екологічних умовах.

4. При проектуванні повинні бути дані про виробничі можливості підрядної будівельної організації.

5. Визначені кліматичні умову та очікуєми зміни геологічних умов будівельного майданчику на весь період будівництва.

6. Роботи по проектуванню паль ведуть тільки у відповідності до технічного завдання на проектування та визначених вихідних умов.

7. Буронабивні палі слід проектувати з умов даних для перевірки впливу влаштування паль на існуючі будівлі, споруди та довкілля, а також, у разі потреби, посилення основ та фундаментів існуючих споруд. Проектування паль без відповідного і достатнього інженерно-геологічного обґрунтування не допускається.

8. У проектних рішеннях палевих фундаментів слід передбачати проведення натурних вимірів (моніторинг ведення робіт). Склад, обсяг та методи моніторингу встановлюють залежно від відповідності споруди та складності інженерно-геологічних умов будівництва.

9. Проектні рішення по грунтам, матеріалам і конструкціям повинні задовольняти технічним умовам та відповідним стандартам. Заміна цих вимог допускається лише про узгодженні генпроектувальника із замовником.

10. При виконанні робіт слід організувати вхідний, операційний та приймальний контроль. Приймання паль слід виконувати із складанням відповідних актів огляду прихованих робіт.

НУБіП України

11. Інженерно-геологічні дослідження для будівництва, роботи по проектуванню буронабивних паль та їх безпосереднє влаштування повинні виконуватися спеціалізованими організаціями, що мають ліцензії на ці види діяльності.

12. В разі, коли за даними інженерно-екологічних досліджень, є виділення грунтових газів, мають бути прийняті заходи по ізоляції дотичних з грунтом конструкцій, аби перешкодити проникненню грунтового газу в споруду. При необхідності повинні бути передбачені інші заходи, що сприяють зниженню його концентрації відповідно до вимог санітарних норм.

5.3. Технологічна послідовність виконання робіт

Види роботі по влаштуванню буронабивних паль виконують в наступному порядку та послідовності:

- підготовчий цикл робот на будівельному майданчику;
- земляні роботи;
- влаштування пристроїв форшахт;
- налаштування обсадних труб;
- буріння свердловин із посекційним зануренням обсадної труби;
- опускання готового арматурного каркасу;
- установка бетонолітної труби;
- заповнення свердловини глиняним розчином;
- бетонування паль;
- вібрування та зняття бетонолітної труби;
- витягання секцій обсадної труби;

Основні операції з влаштування буронабивних паль приведені на рис. 5.1.

НУБіП України

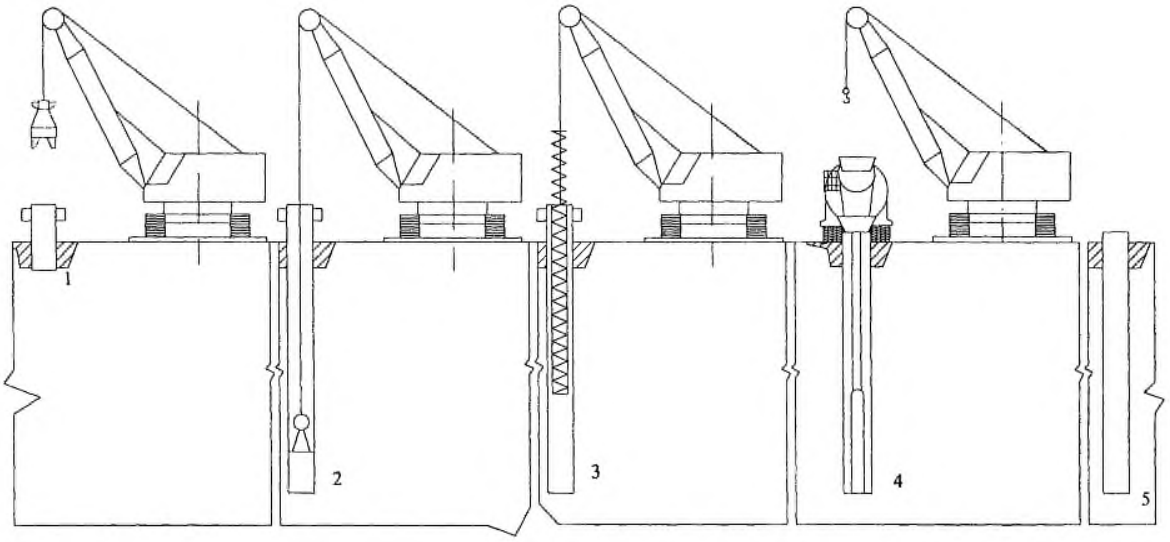


Рис. 5.1. Основні операції із влаштування буронабивної палі: 1-установка першої секції обсадної труби; 2 - буріння свердловини з одночасним зануренням обсадної труби; 3 - опускання армокаркасу; 4 - бетонування палі через бетонолітну трубу з подальшим її витяганням; 5 - готова паля

Як устаткування для занурення обсадних труб для буріння застосовуються спеціалізовані машини - бурильні установки. Після завершення буріння свердловини перевіряють відповідність її фактичних розмірів проекту (відмітки гирла, забою та розташування кожної свердловини в плані, а також встановлюють відповідність типу ґрунту даним інженерно-геологічних досліджень). Схема буріння свердловини наведено на рис. 5.2.

НУБіП України

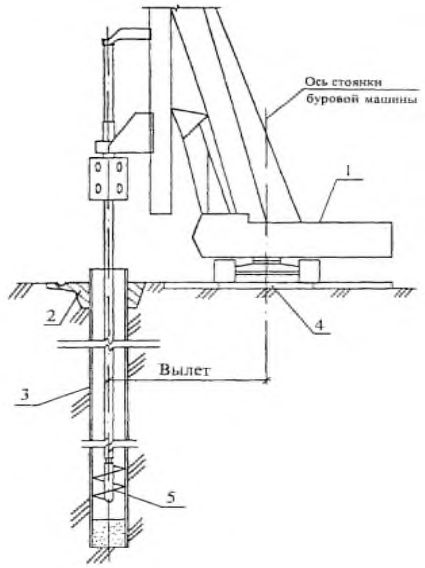


Рис. 5.2. Буріння свердловин під захистом обсадної труби: 1 - бурова машина; 2 - форшахта; 3 - обсадна труба; 4 - плита дорожня; 5- робочий орган

Після буріння свердловини виконують установку готового арматурного каркаса палі (рис. 5.3). Ця робота здійснюється монтажним краном.

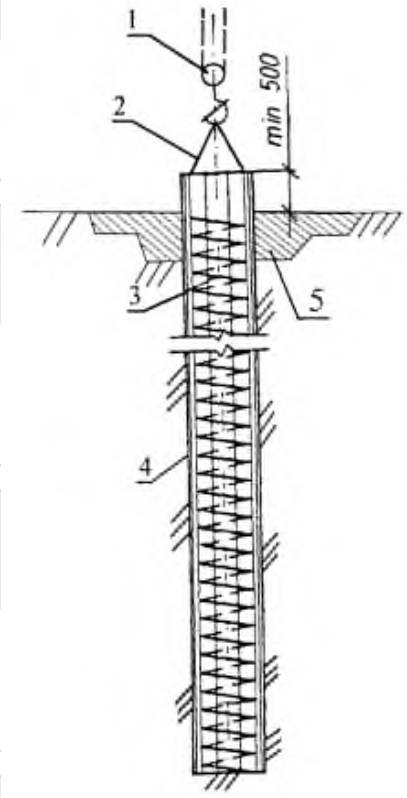


Рис. 5.3. Установка арматурного каркаса палі: 1 - обойма крюка; 2 – пристосування для строповки каркаса; 3 – готовий арматурний каркас; 4 – обсадна труба; 5 - форшахта.

Арматурні каркаси для буронабивних паль виготовляють зазвичай у заводських умовах із обов'язковим маркуванням.

До занурення арматурного каркасу у свердловину її обов'язково оглядають представник проектної організації (авторського нагляду), представники незалежного технічного нагляду та представники технічного нагляду служби замовника із складанням відповідного акту. Установка арматурного каркаса у свердловину в разі відсутності відповідного паспорта (сертифікату) на свердловину не допускається.

Перед установкою в свердловину арматурний каркас він має бути ретельно очищений від іржі і грязі. Діаметр арматурного каркаса має бути на 80 - 100 мм менше внутрішнього діаметру обсадної труби щоб уникнути заклинювання його в трубі. Із зовнішнього боку каркас повинен мати обмежувачі (фіксатори), що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону. Для забезпечення необхідної жорсткості армокаркас підсилюють кільцями з листової сталі шириною 60 - 100 мм і завтовшки 8 - 10 мм, прикріпленими з внутрішньої сторони каркаса через 1 - 2 м.

Номер арматурного каркаса, що встановлюється в свердловину, фіксують в журналі виробництва робіт.

Заповнення свердловини бетонною сумішшю розбивають на дві операції. При першій операції, бетонна суміш спрямовується вниз по бетонолітної труби до днища свердловини і заповнює деякий об'єм затрубного простору. При другій операції відбувається заповнення затрубного простору від низу до самого верху. Заповнення свердловини бетонною сумішшю починають після зачистки забою і

перевірки глибини свердловини, але не пізніше ніж через 2 години після закінчення буріння.

Подача бетонної суміші в свердловину може здійснюватися автобетононасосом, безпосередньо з автобетонозмішувачах, або з допомогою спеціального бункера (бадді). Бункер (баддя) встановлюється над гирлом свердловини. Бункер має місткість до 2 м. куб., для бетонної суміші (рис. 5.4).

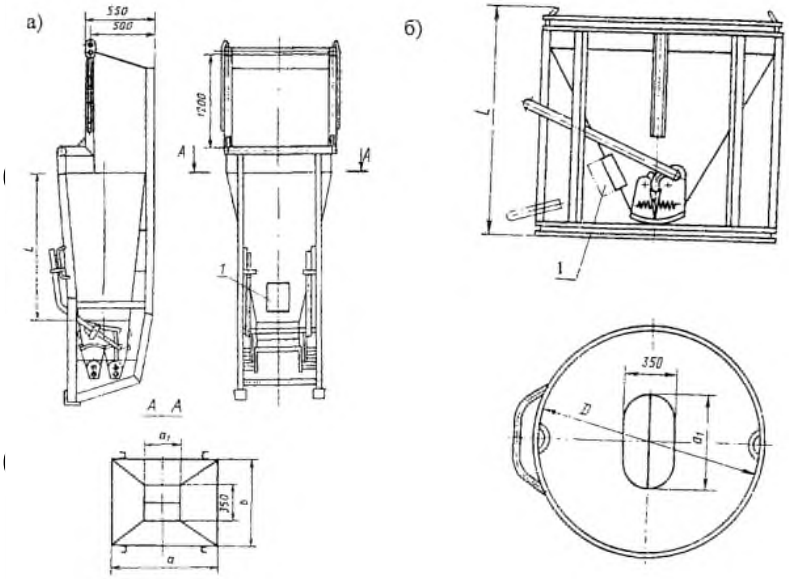


Рис. 5.4. Бункери (бадді) переносні місткістю до 2,0 м. куб., для бетонної суміші

Установку бетонолітної труби в свердловину перед бетонуванням слід виробляти так, щоб її нижній кінець був розташований вище за забій свердловини на 200 - 250 мм (початкове положення).

Конструкція стиків окремих секцій бетонолітних труб повинна забезпечувати герметичність стиків (рис. 5.5).

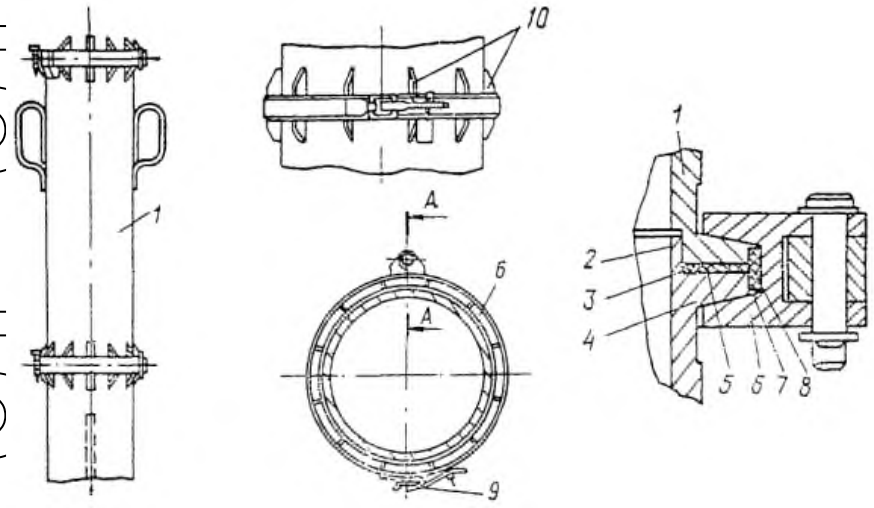


Рис. 5.5. Швидко-рознімний стик бетонолітних труб: 1 - секція бетонолитной труби; 2 - фіксуючий виступ на фланці; 3 - фіксуючий паз на фланці; 4 - конусний фланець; 5 - ущільнювач на фланці; 6 - хомут; 7 - конусна поверхня фланця; 8 - ущільнювач на хомуті; 9 - замок хомута; 10 - направляючі ребра хомута.

У міру заповнення свердловини бетонною сумішшю бетонолітнні труби поступово витягують на поверхню (по черзі видаляють секції).

Якщо бетонолітная труба не обладнана зворотним клапаном, то перед початком бетонування в гирлі бетонолітной труби встановлюють втрачаючий клапан, для розділення бетонної суміші і води в свердловині. Для цієї ж мети може бути використаний також інвентарний клапан, що встановлюється в нижній частині бетонолітной труби (наприклад, змонтований разом з приладом для контролю якості укладання бетонної суміші типа СП).

Технологічна схема бетонування свердловини (рис. 5.6). Бетонування свердловини виконують до припинення проходження бетонної суміші через приймальний бункер, після чого бункер разом з бетонолітной трубою піднімають до звільнення від бетонної суміші верхньої секції бетонолітной труби.

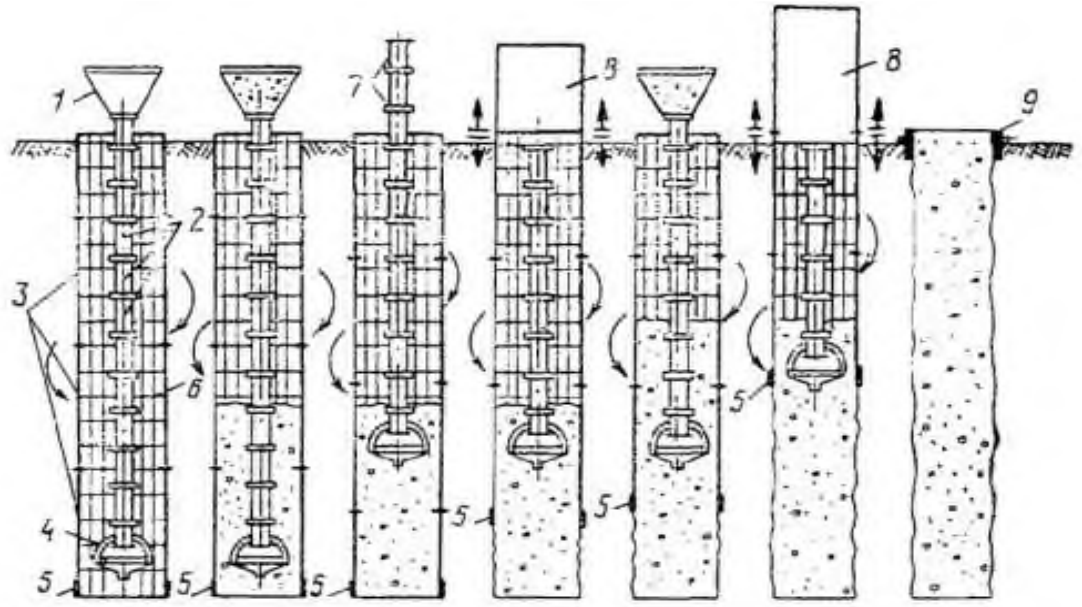


Рис. 5.6. Технологічна схема бетонування свердловини: 1 - приймальний бункер; 2 - секції бетонолітної труби; 3 - секції обсадної труби; 4 - прилад типу СП; 5 - ріжучий наконечник; 6 - армокаркас; 7 - ланки бетонолітної труби, що демонтуються; 8 - секція обсадної труби, що демонтується; 9 - інвентарний кондуктор для формування голови палі

Протягом всього процесу бетонування обсадній трубі додають постійний поворотно-обертальний рух, щоб уникнути її засмоктування. При витяганні і демонтажі обсадних труб (рис. 5.7) повинні враховуватися можливе пониження рівня бетону в свердловині, величина якого встановлюється дослідним випробуванням.

НУБіП України

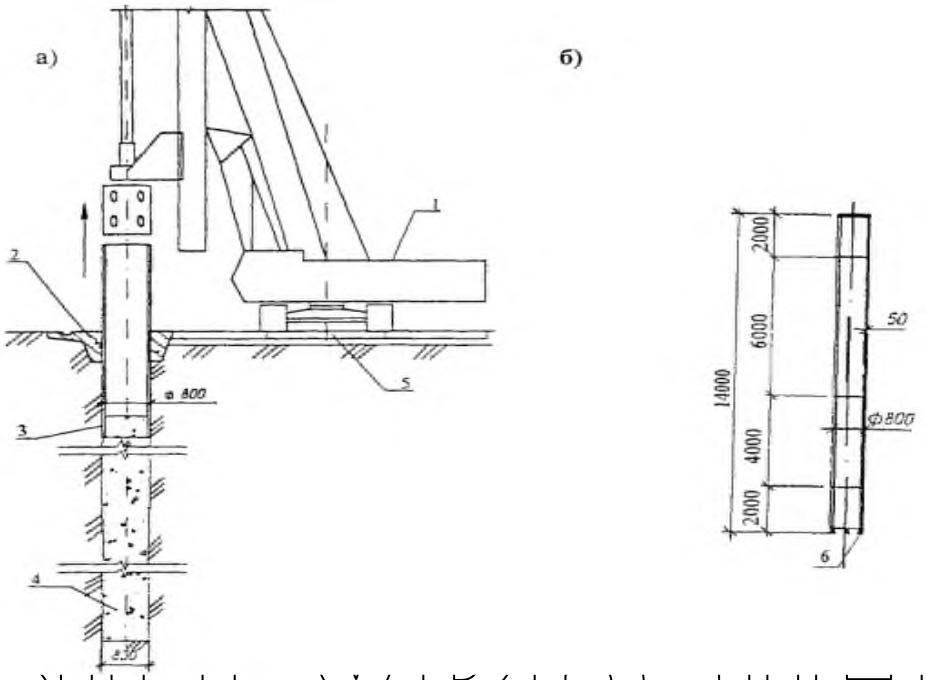


Рис. 5.7. Витягання обсадної труби: а - схема витягання обсадної труби; б - вживані інвентарні секції обсадної труби для свердловини завглибшки 14 м-кодів; 1 - бурова машина; 2 - форшахта; 3 - обсадна труба; 4 - бетонна суміш; 5 - плита дорожня; 6 - ріжучий наконечник інвентарної обсадної труби.

Міру віброущільнення визначають візуально. Основними ознаками достатнього віброущільнення є припинення осідання бетонної суміші, поява на її поверхні цементного молока і припинення виділення бульбашок повітря.

При завершенні бетонування свердловини видаляють забруднений шар бетонної суміші. Після цього встановлюється інвентарний кондуктор і бетонується оголовок палі. Замість інвентарного кондуктора може бути використана форшахта.

5.4. Вимоги якості

Контроль з якості виконання робіт здійснюється відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013, Посібника з виробництва і приймання робіт при влаштуванні основ і фундаментів, а також проєкту палевих фундаментів.

В процесі виготовлення буронабивних паль представниками замовника, технічного, незалежного і авторського нагляду здійснюється постійний, постапний контроль за:

- прив'язкою осей кожної палі та їхнє фактичне положення в плані;

- відповідність вертикальності пробурених свердловин, їх глибину, величину заглиблення в несучий шар грунту відповідно проекту;

- дотримання технології та основних параметрів паль;

- відповідність встановлення арматурних каркасів у свердловини;

- технологію бетонування стовбура паль;

- правильністю та своєчасність заповнення "Журналу виконання робіт по виготовлення буронабивних паль";

- підготовка відповідних актів на приховані роботи.

Приймання-здача готових буронабивних паль виконується комісією у складі: замовника - служби технічного нагляду; генпідрядника; підрядника - безпосереднього виконавця робіт; генпроектуваника - авторського нагляду (при необхідності представників гільдії незалежного технічного нагляду) у два етапи:

1 етап - приймання-здача свердловин;

2 етап - приймання-здача готових паль.

Приймання буронабивних паль проводиться на підставі наступних матеріалів:

- проекту фундаментів паль та пальового поля;

- проекту виробництва робіт (ПВР) паль;

- виконавчої схеми відповідності влаштування паль проектним рішенням;

- відповідних актів на приховані роботи;

- журналу виконання робіт з влаштування буронабивних паль;

НУБіП України

- сертифікатів на вироби та матеріали (бетон, арматура, щебінь).

Здача - приймання буронабивних паль оформляється актами:

1. Огляд і приймання пробурених свердловин;

2. Встановлення арматурних каркасів;

3. Приймання польового поля для влаштування ростверків.

У даних актах позначаються виявлені відступи від проектних рішень, приймаються рішення, способи, методи та терміни їх усунення, надається комісійна оцінка якості виконаних робіт.

Приймання палевих робіт супроводжується оглядом основи палі, перевіркою відповідності виконаних робіт проекту. Проводиться інструментальна перевірка правильності положення паль відповідно проекту. В разі необхідності проводяться роботи з випробування окремих паль.

Відповідно норм - відхилення положення палі від проектного положеиня не повинно перевищувати у ростверку стрічкового типу одного діаметру самої палі, а у польових полях подвійних розмірів діаметра палі.

При постійному здійсненню контролю якості по влаштуванню палевих фундаментів керуються критеріями:

- від якості виконання робіт з влаштування паль залежить несуча здатність фундаментів об’єкта і це є основним критерієм;

- влаштування паль відноситься до прихованих робіт, що вимагає поопераційний контролю якості в процесі їх виготовлення.

Крім того, проводиться контроль:

- відповідність проектного положення паль в плані та геодезичної розбивки;

- на відповідність виробів, що поступають на будівельний майданчик, та відповідність проектним матеріалам;

- дотримання технології занурення паль відповідно ПВР;

- контроль несучої здатність паль.

Найбільш важливим контрольованим параметром палі є забезпечення її несучої здатності. Несучу здатність палі визначається як неруйнівними методами контроля (спеціальні прилади та обладнання) так і, прямими статичними методами випробувань.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

НУБіП України

6.1. Організаційно-технологічні засади виконання робіт

Розділ “Організація будівництва” розроблений у відповідності з ДБН А. 3.1-5-96 на основі:

1. Інженерно-геологічних вишукувань майданчика забудови;
2. Об’єктивних даних генпідрядника;
3. Розробленого проекту на стадії РД;
4. Розрахункових нормативів для складення проектів організації будівництва.

В даному проекті для організації будівельного процесу передбачається застосування поточного методу будівництва. Принцип застосування поточного методу полягає в розподіленні технологічного процесу на окремі складові частини. Для кожної такої складової частини передбачається однакова тривалість ведення робіт у часі на кожній із передбачених захваток, що забезпечує послідовне виконання однорідних процесів та паралельне - різнорідних.

Способи та методи виконання будівельно-монтажних робіт по зведенню металевого каркасу висотно-стелажного складу розроблені з урахуванням прийнятих конструктивних рішень проекту, його специфічних характеристик та вихідних умов замовника.

Площа будівельного майданчика достатня для розміщення на ній майданчиків для складування матеріалів та конструкцій, укрупнювального збирання конструкцій та розміщення тимчасових будівель та споруд.

Зведення об’єкта поділяється на такі періоди будівництва:

- Підготовчий період;
- Роботи нульового циклу;
- Монтаж наземної частини (каркасу);

- Прокладка інженерних мереж;

- Внутрішні та зовнішні опоряджувальні роботи;

- Пуско-налагоджувальні роботи;

- Передача об’єкта в експлуатацію.

6.1.1. Підготовчий період

У підготовчий період виконуються наступні роботи:

- Огородження території забудови;

- Перенесення інженерних комунікацій з майданчика забудови;

- Розбирання існуючого твердого покриття на території будівельного майданчика в місцях забудови споруд;

- Прокладання та підключення тимчасових інженерних комунікацій;

- Встановлення тимчасових будівель та споруд;

- Вертикальне планування території будмайданчика та влаштування тимчасових доріг та площадок;

- Винос та закріплення осей будівлі в натуру.

Будівельний майданчик огороджується тимчасовою огорожею сигнального типу на час виконання будівельно-монтажних робіт.

Для доставки конструкцій на будівельний майданчик влаштовується тимчасовий наскрізний проїзд по території будівельного майданчику, не пов’язаний з дорогами центра логистики.

Забезпечення будівництва водою, електроенергією та іншими енергоресурсами виконується шляхом тимчасового підключення до існуючих інженерних мереж:

- мережа тимчасової електроенергії підключається до існуючої трансформаторної підстанції на території комплексу;

НУБіП України

- мережа тимчасового водопостачання для побутових потреб підключається до існуючої мережі водопроводу;

- забір води для пожежогасіння здійснюється із існуючих пожежних резервуарів, що знаходяться на території комплексу.

Геодезичні роботи потрібно виконувати з дотриманням вимог ДБН В.1.3-2-2010 «Геодезичні роботи». При цьому використовуються наступні інструменти:

-Теодоліти Т-2 та йому рівнопарні;

-Нівеліри Н-3, геодезичні рулетки РК-50.

Для закладання реперів та знаків, що закріплюють осі споруд, потрібно підготувати рівні місця на будівельному майданчику.

Знаки геодезичної розбивочної основи в процесі будівництва повинні знаходитися під наглядом за їх збереженням та стійкістю і перевірятись будівельною організацією. Контроль за якістю побудови геодезичної мережі, розбивку та вимір допусків під час монтажу виконує геодезична служба підрядчика.

Підготовчі роботи пропонується виконувати за допомогою автокрана вантажопідйомністю 10т, екскаватора, пересувного компресора.

Надлишок землі та будівельне сміття, що з’являється внаслідок виконання робіт, вивозитися на майданчики, розташування яких визначає замовник.

6.1.2. Роботи нульового циклу

Роботи нульового циклу виконуються в такій послідовності:

- Розробка котловану та траншей під окремі фундаменти;

- Влаштування буронабивних паль (для висотно-стелажного складу та будівлі експедиції);

- Бетонування ростверку для висотно-стелажного складу;

- Бетонування окремих фундаментів;

- Підсипка ґрунту до проектної позначки, планування території.

Розробку ґрунту в котловані передбачено виконувати екскаватором «зворотна лопата» ємністю ковша 1,0м^3 та 0,5м^3.

У безпосередній близькості з фундаментами існуючих виробничих корпусів, розробку ґрунту шириною 1,0м на всю глибину траншеї виконувати вручну з підкидною до ковша екскаватора.

Розроблений ґрунт в обсязі зворотної засипки складати в тимчасовий відвал на території будівельного майданчика при переміщення бульдозером потужністю 125кВт на відстань до 6,0м, а зайвий ґрунт завантажувати у автосамоскиди та відвозити в постійний відвал на відстань до 20км.

Доборку ґрунту в котловані до проектних відміток і розробку траншей для влаштування стрічкових фундаментів виконувати вручну.

Влаштування буронабивних паль виконується по спеціально розробленій технологічній карті у послідовності:

- Буріння свердловини розрахункового діаметра;

- Монтаж арматурного каркасу з одночасним опусканням в пробурену свердловину всього арматурного каркаса;

- Бетонування свердловини шляхом подачі бетонної суміші певної консистенції в забій свердловини.

Бетонна суміш доставляється на майданчик централізовано перевантажується в бункер стаціонарного бетон-насоса та подається по інвентарним бетополітним трубам в свердловину. Бетонна суміш повинна подаватись за графіком, що передбачає мінімальний розрив бетонування, але не більше 48 год.

Бетонування фундаментної плити під висотно-стелажний склад виконується без перерви в один цар, ущільнення бетонної суміші виконується поверхневим вібруванням за допомогою вібраторів загального призначення ИВ-21А, ИВ-70А, які мають бути встановлені на віброрейку, або поверхневим вібратором ИВ-91.

При виконанні робіт потрібно виключити замокання грунтів.

Всі бокові поверхні конструкцій фундаментів, дотичні з ґрунтом, обмазуються гарячим бітумом згідно вказівкам проектної документації.

Після улаштування фундаментів і фундаментних ростверків необхідно виконати зворотну засипку місцевим ґрунтом з пошаровим ущільненням.

Перепад відміток землі в районі будівництва до 2,8м потребує підсипання привізного ґрунту з улаштуванням укосів навколо будівель.

Траншеї для прокладання мереж водопостачання та водопровідної системи пожежогасіння, а також побутової каналізації розробляються частково екскаватором зі зворотною лопатою, частково вручну, укладку труб виконувати автокраном марки КС вантажопідйомністю 10т.

Земляні роботи із земляним ложем передбачається виконувати екскаватором із зворотною лопатою ємністю ковша 0,5м^3. Ущільнення грантової основи виконується самохідними катками з наступним укладанням на ущільнену основу захисного шару з піщаного ґрунту товщиною 0,5м, поверх якого укладається щебенева основа фракцією 20-40мм товщиною 0,2м.

6.1.3. Основний період будівництва

Проектом передбачається наступна послідовність виконання будівельно-монтажних робіт:

Монтаж наземних металевих конструкцій каркасу висотно-стелажного складу виконується двом стріловими кранами на гусеничному ходу;

Крани рухаються по монолітному залізобетонному фундаменту ростверку;

Монтаж каркаса виконується укрупненими блоками-рамами масою до 5т.

Блоки-рами формуються на площадці укрупнювального збирання із окремих елементів: вертикальних стійок і в'язів, що з'єднуються між собою болтами за допомогою спеціальних з'єднувачів. Блоки укрупнюються на всю висоту складу (≈34,9м).

Для укрупненої зборки рам використовується технологічний кран вантажопідйомністю не менш 10,0т. По ходу монтажу блоків монтуються опорні башти в кожному проході, стінові конструкції типу «Сендвіч», а також конструкції ферм покриття.

Додаткові технологічні карти на виконання окремих видів робіт із схемами послідовності виконання операцій, з включенням схем операційного контролю якості, з описом виконання робіт містяться в проектній документації у випадку її змін буде доставлятися окремо з поставкою відповідного матеріалу.

Для розвантаження елементів металевої конструкції висотно-стелажного складу використовується автонавантажувач вантажопідйомністю до 5т.

Складування цих елементів виконується безпосередньо біля будівельного майданчика монтування металевої висотно-стелажної конструкції складу.

6.1.4. Виконання робіт в зимовий період

Підготовка будівельного майданчика об'єкту, який будується у зимовий час, проводиться за заздалегідь розробленим планом, у якому обумовлюються заходи і обсяги робіт, які виконуються до початку холодів. У зимовий час виконуються тільки ті земляні роботи, виконання яких обумовлено технічно і економічно. При цьому котлован і траншеї оберігаються від промерзання шляхом недобору ґрунту або укриттям утеплювачем.

Зачистка основи в цьому випадку проводиться безпосередньо перед виконанням наступних робіт (наприклад, влаштування фундаментів).

Ґрунт для зворотної засипки необхідно укладати із застосуванням заходів проти його промерзання. Кількість мерзлих грудок у ґрунті, яким засипаються пазухи між стінами котловану і фундаментами, не повинна перебільшувати 15% від загальної засипки. При засипці пазух в середині будови застосування мерзлого ґрунту не допускається.

Для відпрацювання необхідних умов для твердіння у конструкціях і досягнення ними необхідної міцності застосовується додатковий обігрів бетону з домішками прискорювачів твердіння або інші методи (паропрогрів, електропрогрівання).

Бетон, укладений в зимових умовах, повинен витримуватись у більшості випадків за способом «термоса» із застосуванням утепленої опалубки і захисного покриття.

Бетонні суміші і розчини перевозяться в утеплених кузовах, розвантажуються в утеплені бункери.

При виготовленні розчинів з проти морозними домішками керуються довідниками, що встановлює сферу використання і витрат домішок, а також очікувану міцність залежно від термінів тужавлення розчинів на морозі.

В журналі виконання робіт необхідно додатково фіксувати температуру зовнішнього повітря, кількість домішок в розчині, температуру бетона в момент укладання та інші дані, що впливають на процеси твердіння бетонної суміші.

Приміщення, в яких проводяться опоряджувальні роботи, повинні мати температуру не нижче 8°С.

Гідроізоляційні роботи проводяться в суху погоду при завчасному обігріві поверхні до плюсової температури. Рулонна покрівля виконується на основі, очищеній від снігу та льоду.

НУБіП України

З наближенням весни і в період відлиг необхідно посилити контроль за станом всіх несучих конструкцій будівлі, зведених в осінньо-зимовий період, незалежно від їх поверховості, а також вжити заходи з вилучення додаткових навантажень, обладнання тимчасових кріплень і створення умов для проведення будівельних робіт.

У відповідності до вимог п.п.8.7; 8.8 ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва» складаються акти огляду прихованих робіт і акти проміжного приймання відповідальних конструкцій за формами, наведеними в додатках 9 і 11; перелік видів робіт і конструкцій, на які повинні складатися акти огляду прихованих робіт, наведений в додатку 10 вказаного ДБН.

6.2. Тимчасові будівлі та споруди

Необхідність тимчасових будівлях та спорудах санітарно-побутового, адміністративно-господарського призначення та спеціальних споруд визначається в залежності від кількісті робітників, службовців та інженерно-технічних працівників в водночас працюючих на об’єкті.

Таблиця 6.1

Інвентарні будівлі та споруди

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Кількість	Примітка
1	Виконробські	шт.	2	"Універсал"
2	Побутові приміщення	шт.	10	"Універсал"
3	Диспетчерська	шт.	1	"Універсал"
4	Біотуалет	шт.	4	"Аремкуз"

Рис. 6.1. Загальний вигляд будівельних інвентарних будівель та споруд

З метою економного та раціонального використання загально-виробничих витрат необхідно прагнути до зменшення об'єму тимчасового будівництва, використовуючи з цією метою існуючі будівлі та споруди. При відсутності вказаних можливостей використовуються уніфіковані стандартні пересувні, перевізні та збірно-розбірні тимчасові будівлі.

Для визначення площ тимчасових будівель та споруд використовують укрупнені нормативні показники «Посібника з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт», таб. 5. частина 1. Визначення необхідної кількості тимчасових будівель та споруд зведено у табл. 6.1., рис.6.1..

6.3. Вибір монтажних кранів за технічними характеристиками

Монтажний кран

Монтажний кран підбирається за технічними та економічними показниками його доцільності у використанні певного комплексу робіт.

Основи технічними показниками крану є:

- максимальна вантажопідйомність при максимальному вильоті стріли.

- висота підйому крюка крану;

- виліт стріли;

1. Максимальна монтажна вага конструкції $Q_м$ визначається :

$$Q_м = Q_е + Q_0, \text{ (т)}$$

де $Q_е$ – вага конструктивних елементів, т;

Q_0 – вага оснастки для монтажу, т.

$Q_м$=8,5+0,05=8,55 т

2. Максимальна монтажна висота конструкції $H_м$:

$$H_м = h_1 + h_2 + h_3 + h_4, \text{ (м)}$$

де h_1 – висота від землі до рівня монтажного горизонту, м

h_3 – максимальна висота конструктивного елементу, м

h_4 – максимальна довжина спропувальних засобів, що використовуються, м

$$H_м = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 34{,}90 + 0{,}6 + 2{,}75 = 43{,}65 \text{ м}$$

Виліт стріли крана будемо визначати безпосередньо графічно, так як, максимальний виліт стріли пов'язано з його максимальною вантажопідємністю.

Технічні характеристики крана підбираємо по довіднику стрілових кранів.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

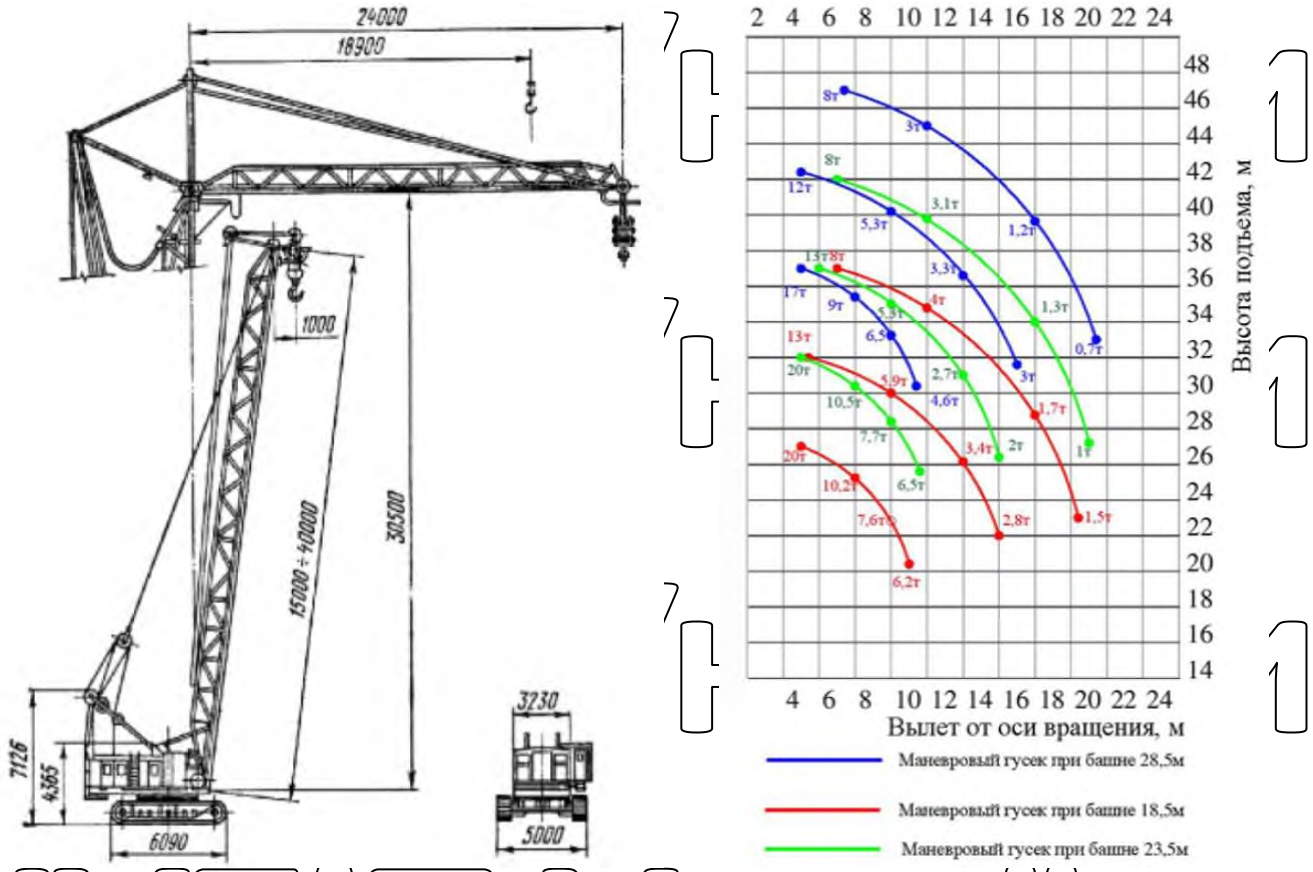


Рис. 6.2. Найбільш доцільні технічні характеристики стрілового крану СКГ-63А

З технічних міркувань та відповідно організації будівельних процесів приймаємо два стрілових крана на гусеничному ходу СКГ-63А.

Технологічний кран

Для виконання робіт з укрупненої зборки рам металевого каркасу висотно-стелажного складу підбираємо технологічний кран з потрібними технічними характеристиками:

- Максимальний виліт стріли L = 12,0м;
- Максимальна вантажопідйомність Q= 5,2т;
- Максимальна висота підйому H= 15,0м.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

Оскільки вантажопідйомність та висота кранів залежать від вильоту стріли, то вибір крану полягає у визначенні необхідної довжини стріли, та відповідно параметрів вантажопідйомності та монтажної висоти.

$Hc = ho + hз + hе + hстр + hпол$ =10,2+0,5+0,9+2,0+1,5=15,1 м,

де:

ho = 10,20 – відстань від рівня стоянки крана до верхньої позначки найвищого елемента будівлі, м;

$hз$ = 0,5 – запас по висоті необхідний для монтажу конструкції, м;

$hе$ = 0,9 – висота елемента, який монтується, м;

$hстр$= 2,0 – висота вантажозахватного пристрою, м.;

$hпол$ =1,5 – висота поліспаста в стягнутому положенні, м.

$$L = ((b+b_1+b_2) (H_c-h_{sh}) / (h_p+h_r)) + b_3;$$

$$((1,0+0,15+0,3) (7,6+1,5) / (7,6-1,2)) + 1,2 = 3,4 \text{ метра.}$$

b =1,0 – мінімальний зазор між стрілою і елементом, що монтується, м;

$b1$ = 0,15 – відстань від центра конструкції до краю елементу, м;

$b2$ = 0,3 – половина товщини стріли на рівні верху елементу, м;

$bз$ = 1,2 – відстань від осі обертання крану до осі повороту стріли, м;

Hc =7,6 – мінімальна необхідна відстань від рівня стояки крана до верху оголовка стріли, м;

$hш$ = 1,5 – відстань від рівня стояки крану до осі повороту стріли, м;

$h_г$ = 2,0 - висота вантажозахватного пристрою.

На основі вище приведених розрахунків, за довідником кранів, найбільш доцільний самохідний кран СМК-7 з довжиною стріли L=21,7 метра та вантажопідйомністю:

- $Q_{мах}$=6,34т;
- $Q_{мін}$ =0,84.

Технічні характеристики крана наведені рис. 6.3.

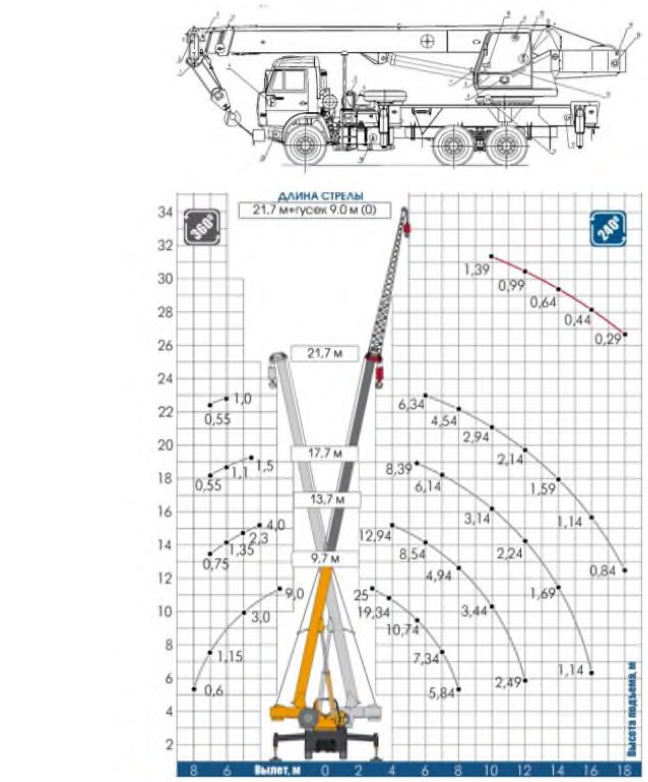


Рис. 6.3. Технічні характеристики стрілового пневмоколісного крану СМК-7

6.4. Розрахунок потреб у воді та електроенергії

6.4.1. Потреби води

Для організації робіт по об'єкту порідна вода:

- на господарсько-побутові потреби (для тимчасових будівлі та споруд);
- на виробничі потреби (технологічні процеси та операції);
- на пожежогасіння (в разі виникнення такої ситуації).

Загальна потреба води визначається за формулою:

$$Q_{общ} = 0,5 \cdot (Q_{пр} + Q_{хоз}) + Q_{пож},$$

Де $Q_{пр}$ - витрати води на виробничі потреби;

$Q_{хоз}$ - витрати води на господарсько-побутові потреби;

$Q_{пож}$ - витрати води на гасіння можливої пожежі.

Максимальні секундні витрати води на виробничі потреби визначають:

$$Q_{заг} = Q_b + Q_{госп} + Q_{пож.}$$

$$Q_v = K_{ny}\frac{q_n \cdot h_n \cdot K_2}{t \cdot 3600} = 1.2\frac{400 \cdot 1 \cdot 1.5}{8 \cdot 3600} = 0.03\text{л/сек.}$$

$$Q_{\text{госп}} = \frac{q_x \cdot h_p \cdot k_2}{t \cdot 3600} = \frac{25 \cdot 47 \cdot 1.5}{8 \cdot 3600} = 0.06\text{л/сек.}$$

Витрати води на протипожежні потреб (нормовано $Q_{\text{пож}} = 10\text{л/сек.}$).

Загальні витрати води:

$$Q_{заг} = Q_b + Q_{госп} + Q_{пож.}$$

$$Q_{\text{заг}} = 0.03 + 0.06 + 10{,}0 = 10{,}09\text{л/сек.}$$

Діаметр тимчасового водопроводу:

$$\text{Д} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot 1000}{\text{П} \cdot U}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10.09 \cdot 1000}{3.14 \cdot 0.6}} = 124\text{мм.}$$

Приймаємо діаметр трубі 125 мм.

6.4.2. Потреби електрозабезпечення

Загальна потреба електроенергії визначається за формулою:

$$P = 1{,}1\ (K1\Sigma P1 + K2\Sigma P2 + K3\Sigma P3 + K4\Sigma P4)/\cos\varphi,$$

де P - загальна необхідна потужності електромережі, кВА;

1,1 – прийнятий коефіцієнт втрати потужності в мережах;

К1, К2, К3, К4 - коефіцієнти що враховують одночасність споживання електроенергії (приймається 0,6-1,0);

Р1 – загальна потужність, що споживають машинами, інструментами, механізмами, обладнання, кВт;

Р2 - потужність на технологічні потреби (підігрів бетону), кВт;

Р3 - потужність електроенергії необхідна для освітлення тимчасових будівель та споруд, кВт;

Р4 потужність електроенергії для освітлення майданчика, кВт;

cos φ - коефіцієнт потужності, (в середньому приймається 0,75).

Визначаємо необхідну потужність:

$$P1 = 70 + 12,5 \text{ x1} + 0,6 \text{ x2} + 4\text{x2} + 30 = 117,7 \text{ кВт},$$

де 70 - потужність, споживана електрокаром, кВт;

12,5 - потужність, споживання електрозварювальним апаратом, кВт;

0,6 - потужність, споживання вібратором, кВт;

4,0 - потужність, для обігріву тимчасових будівель та споруд, кВт;

30 - потужність, споживана компресором, кВт;

Р2 - 2х80 = 160кВт (потужність, споживана 2 станціями ТМОБ-80);

Р3 = 15Втх18м2х2 = 0,54 кВт;

Р4 = 0,8 Втх1500м2 = 1,2 кВт

$$P = 1,1 (1\text{x}117, 7): 0,75 = 172,6 \text{ приймаємо } 175,0 \text{ кВт}.$$

Питому потужність приймаємо згідно Таблиці 1 додатку 2 до ДБН А.3.1-5-96. Тимчасові електромережі підключаємо до існуючої міської системи енергозабезпечення, згідно погоджених технічних умов.

НУБіП України

6.5. Будгенплан

Організація будівельного майданчика на період виконання комплексу будівельно монтажних робіт о зведенню каркасу висотно-стелажного складу логістичного центру в м. Києві, розроблено та представлено на кресленні.

НУБіП України

НУБіП України

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

7.1. Система показників об’єктів будівництва

Кожен об’єкт будівництва має свої конкретні «Техніко-економічні показники» та характеристики. Ці показники та характеристики залежать безпосередньо від функціонального призначення самого об’єкта. До показників об’єктів будівництва відносять наступні основні показники:

I. Показники об'ємно-планувальних рішень:

1. Робоча площа на одиницю місткості;
2. Загальна площа на одиницю місткості;
3. Будівельний обсяг на одиницю місткості;
4. Відношення робочої площі до загальної площі будівлі;
5. Відношення будівельного обсягу до загальної площі будівлі;
6. Відношення будівельного обсягу до робочої площі будівлі;
7. Відношення площі зовнішніх конструкцій, до загальної площі будівлі;
8. Відношення площі основних приміщень до робочої площі.

II. Показники вартості будівництва (грн.):

1. Кошторисна вартість з урахуванням витрат на технологічне устаткування:
   - розрахунок на одиницю місткості;
   - на 1м^2 загальної площі;
   - на одного працівника.
2. Витрати на технологічне та господарсько-побутове устаткування:
   - розрахунок на одиницю місткості;

- на 1м^2 загальної площі;

- на одного працівника.

3. Витрати на інженерне устаткування та благоустрій територій:

- розрахунок на одиницю місткості;

- на 1м^2 загальної площі;

- на одного працівника.

III. Показники витрат праці на 1м^2 загальної площі (чол.-дні):

1. Витрати праці з будівельних умов;

2. Витрати праці на виготовлення у заводських умовах деталей, вузлів, виробів;

3. Загальні витрати праці.

IV. Показники потреби основних матеріалах на 1 м^2 загальної площі:

1. Бетонна у, м^3:

а) монолітного;

б) збірного.

2. Метал, кг;

3. Цемент, кг;

4. Пиломатеріали, м^3;

5. Теплоізоляційні матеріали, м^3.

V. Показники поточних витрат на 1м^2 загальної площі, 1 чол., грн/рік):

1. Витрати на ремонт обладнання;

2. Витрати на експлуатацію інженерного устаткування;

3. Витрати на утримання будинків та територій загального користування;

НУБіП України

4. Витрати, пов'язані з експлуатаційною діяльністю установ.

VI. Показники капітальних вкладень у виробничу базу (грн/рік):

1. Придбання будівельних машин, транспортних засобів і інших видів оснащення та устаткування.

VII. Показники технологічності проектних рішень:

1. Маса конструкцій та матеріалів на 1м^2 загальної площі;

2. Кількість типорозмірів та марок збірних виробів;

3. Маса монтажних елементів (найбільша - найменша);

4. Тривалість будівництва.

7.2. Приклад розрахунку кошторисної вартості (приведено у додатку)**.**

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

8. ОХОРОНА ПРАЦІ

Найважливіша роль в організації будівельного процесу відводиться розробці правил техніки безпеки та контролю над їх дотриманням. У будівництві виконання подібних завдань пов'язано з чималими складнощами, оскільки обстановка на будмайданчику та умови праці працюючих постійно змінюються.

У роботі використані нормативні документи:

1. Міжнародний стандарт SA8000:2001 «Соціальна відповідальність». SAI SA8000:2001 Social Accountability International;
2. Міжнародний стандарт ISO 26000:2010 – «Настанова по соціальній відповідальності». ISO 26000: 2010 (Draft) Guidance on Social Responsibility;
3. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», Закону України «Про охорону праці» від 21.11.2002р., №229-IV, затвердженого Верховною Радою, і Постанови Кабінету Міністрів «Про питання нагляду за працею» від 27.10.1993р.;
4. НАПБ Б.06.004-2005 «Перелік однотипних за призначенням об’єктів, що підлягають обладнанню автоматичними установками пожежогасіння і пожежної сигналізації».

8.1. Забезпечення безпечності при розрахунку металевих конструкцій

Однією з вимог забезпечення безпеки металевих конструкцій є розрахунок на втрату стійкості у позацентрова-стиснених та стиснено-згинаних елементах. Причому порівняно з центрово-стисненими елементами втрата стійкості відбувається при нижчих рівнях напружень. Це пояснюється тим, що згинальні моменти зумовлюють викривлення стержня вже навіть при незначних початкових рівнях навантажень.

За рекомендаціями нормативних документів критичні напруження обчислюють, використовуючи значення розрахункового опору матеріалу:

$$\sigma_{cr} = \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c ,$$

Звідси умова перевірки стійкості:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c ,$$

де φ_e – коефіцієнт, яким розрахунковий опір приводиться до значення критичних напружень.

Величину φ_e приймають згідно з табл. 2 Додатка 8 залежно від зведеного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості. Зведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m ,$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, за ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції;

m – відносний ексцентриситет.

Обчислюючи *m,* значення ексцентриситету прикладення нормальної сили $e = \frac{M}{N}$ порівнюють з радіусом ядра найбільш стисненої частини перерізу $\rho = \frac{W_c}{A}$.

Таким чином, для перерізу зі суцільної стінкою:

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{e \cdot A}{W_c} ,$$

де W_c – момент опору перерізу для найбільш стисненого волокна.

При наскрізних перерізах з решітками чи планками, розміщеними у площині дії згинального моменту, значення зведеного відносного ексцентриситету визначають подібно:

$$m = \frac{e \cdot A \cdot \alpha}{I},$$

де α – відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згину, до осі найбільш стисненої вітки, але не менше відстані до осі стінки цієї ж вітки.

Значення умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ визначають для центрово-стиснених стержнів. Треба зазначити, що при однакових гнучкостях коефіцієнт φ_e для стиснено-згинальних стержнів є меншим, ніж у випадку центрового стиску стержня (φ). Це очевидно, оскільки згинальний момент зумовлює деформацію осі стержня і тим самим погіршує його стійкість. Тому значення критичних напружень і критичної сили є нижчими. Можна також зазначити, що стиснено-згинані стержні дещо стійкіші, ніж позацентрово-стиснені, бо у першому випадку повнота епюри, а отже, і деформація стержня, нижчі. Але у нормативних документах ця невелика різниця не відображена і розрахунок для обох випадків однаковий.

При конструюванні, знаючи несприятливий вплив згинального моменту на стійкість, необхідно переріз орієнтувати так, щоб площина його найбільшої жорсткості співпадала чи була паралельна площині дії згинального моменту. При цьому не виключена можливість втрати стійкості у напрямку меншої жорсткості, тобто перпендикулярно до площини дії моменту. У цьому напрямку критичні напруження визначають як для центрово-стиснених елементів, оскільки згинальний момент у цій площині відсутній. Тоді перевірка матиме вигляд:

$$\sigma = \frac{N}{A} \le \sigma_{cr} = c \cdot \varphi_y \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

де c – коефіцієнт, який враховує негативний вплив згину в площині, перпендикулярній до тієї, яку розглядають; φ_y – коефіцієнт поздовжнього згину в площині, перпендикулярній до площини дії моменту.

Обчислення коефіцієнта с детально регламентується нормативними документами. Величину φ_y приймають як для центрово-стиснених елементів, відповідно до гнучкості $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}$ у площині, яка розглядається.

За наявності згинальних моментів у обох площинах стійкість стержня буде ще нижчою. Проектуючи такі стержні, керуються вказівками нормативних документів.

Охорона праці при виконанні будівельно-монтажних робіт

Згідно з Міжнародний стандарт ISO 26000:2010 – «Настанова по соціальній відповідальності». ISO 26000: 2010 (Draft) Guidance on Social Responsibility трудові відносини організації поєднують у собі всю діяльність, що відноситься до роботи, що виконується самою організацією або від її імені. Власне кажучи, трудові відносини містять у собі не тільки взаємини організації зі своїми працівниками або відповідальність організації на робочих місцях, які належать їй; вони містять у собі відповідальність організації за роботу, яка виконується від її імені іншими, включаючи субпідряд.

Трудові відносини, зокрема, містять у собі питання найму, умов праці, навчання і підвищення кваліфікації працівників, охорони праці, а також представництва працівників та їхньої участі у колективних договорах, соціальному діалозі і тристоронніх взаєминах.

У сфері трудових відносин, зокрема, в питаннях використання найманої праці стандарт встановлює такі правила поведінки.

Як роботодавець, організація сприяє досягненню однієї з найбільш визнаних цілей суспільства, а саме підвищенню рівня життя за рахунок повного і безпечного працевлаштування. Організація:

- визнає важливість безпечних умов праці для працівників в цілому.

- передає роботу на контрактній основі тільки тим організаціям, які офіційно визнані або в інший спосіб довели своє бажання й можливості виконувати зобов'язання, покладені на роботодавця, і працювати чесно. Це виключає посередників на ринку праці, які офіційно не визнані.

- не шукає переваг від нечесних, пов'язаних з експлуатацією або утисками трудових відносин, які можуть використовувати її партнери, постачальники або субпідрядники.

Для дотримання нормативного стану робочих місць у висотно-стелажному складі проектом передбачені заходи по промисловій санітарії відповідно до санітарних норм, а також заходи по охороні праці та техніки безпеки:

- Розташування технологічного обладнання передбачає наявність достатніх проходів для безпеки робітників;

- Збір сміття передбачається в контейнери для сміття, які по мірі накопичення вивозяться спеціалізованою організацією;

- Для обслуговуючого персоналу передбачені необхідні допоміжні та санітарно-побутові приміщення – на діючому виробництві передбачені побутові приміщення для обслуговування персоналу (роздягальні чоловічі та жіночі, санвузли, душові), їдальня, медичний пункт. Доступ робітників здійснюється через приміщення діючого виробництва.

- Підприємство обладнане виробничою і побутовою каналізацією.

- У кожного співробітника повинна бути санітарна книжка, допускатися до роботи – лише після періодичних медоглядів.

При проведенні будівельно-монтажних робіт необхідно виконувати технічні заходи, що забезпечують дотримання правил охорони праці та техніки безпеки у відповідності з вимогами ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», Закону України «Про охорону праці» від

21.11.2002р. №229-IV, затвердженого Верховною Радою, і Постанови Кабінету Міністрів «Про питання нагляду за працею» від 27.10.1993р.

Відповідальність за дотримання вимог по виконанню заходів з охорони праці і техніки безпеки та виробничої санітарії покладається на інженерно-технічних працівників будівельно-монтажних організацій, здійснюючих будівництво.

До початку виробництва необхідно скласти акт-допус на виконання будівельно-монтажних робіт на території діючого підприємства за участю дирекції підприємства та генпідрядника, в якому відобразити заходи, необхідні для забезпечення безпеки виконання робіт і організації безпечної роботи всіх підрозділів діючого підприємства.

До початку будівництва необхідно призначити відповідальних осіб для контролю за дотриманням усіх правил та норм техніки безпеки на будівельному об'єкті з оформленням відповідних внутрішніх правових нормативних актів.

Допуск робочих до монтажних робіт дозволяється тільки після проведення інструктажу із заходів безпеки на робочому місці з відміткою про проведення інструктажу у відповідному журналі.

Забороняється виконувати роботи на висоті при швидкості вітру 11м/сек (6 балів за шкалою Бофорта) і сильніше, при ожеледиці, тумані, який виключає видимість в межах фронту робіт.

Всі роботи на висоті після дощу дозволяється проводити лише за умови повного висихання поверхні металевої конструкції, а також згідно розпорядження відповідальних осіб.

Підняття робочих на висоту повинно виконуватись по приставних драбинах, які надійно закріплюються до основних конструкцій.

При роботі на висоті більше 1,3м від поверхні землі необхідно застосовувати запобіжний пояс, який кріпиться до конструкції споруди.

НУБіП України

На кожному об’єкті повинні бути аптечки з медикаментами, набір фіксуючих шин та інші засоби для надання першої медичної допомоги.

Усі робітники повинні забезпечуватися питною водою у відповідності з діючими санітарними нормами.

При виявлені не зазначених у проекті кабелів, трубопроводів або будь-яких інших підземних комунікацій і споруджень, роботи в цих місцях не починати, а початі припинити до огляду території разом із представниками експлуатуючих організацій і ухвалення рішення про можливість і методи провадження робіт на таких ділянках траси.

При розробці котловану на території площадки місця робіт огороджуються, а в нічний час освітлюються.

Необхідність застосування кріплень траншеї і їх тип, а також крутість укосів траншей та котловану, які розроблюються без кріплень, установлюють відповідно до вимог техніки безпеки для різних категорій грунтів, характеру їх нашарувань, волотості, умов провадження робіт і таке інше.

При роботі екскаваторів доступ людей до вибою в межах призми обвалювання заборонено!

При роботі одноківшового екскаватора знаходитись в зоні дії ковша заборонено!

При роботі в нічну зміну фронт розробки і сам екскаватор повинні бути достатньо освітлені.

Забороняється розробляти екскаватором ділянки траси і місця перетинання з підземними комунікаціями в межах 1м від цих комунікацій.

На всіх ділянках будівництва біля машин та механізмів повинні бути вивішені добре видимі та освітлені у нічний час попереджувальні знаки та інструкції з техніки безпеки.

НУБіП України

Будівельні організації повинні забезпечувати робочих спецодягом, спецвзуттям та засобами індивідуального захисту у відповідності з характером виконання робіт.

Перед початком роботи кожного дня відповідальні особи монтажної організації повинні обов'язково оглядати засоби індивідуального захисту робітників (каска, робочий одяг, робоче взуття, запобіжний пасок безпеки, карабіни, рукавиці, захисні окуляри).

У випадку виявлення недоліків або невідповідності засобів техніки безпеки негайно повідомити про це відповідальним особам генпідрядника та замовника.

Виконувати обов'язковий огляд на справність електричного та іншого інструменту перед початком роботи.

До початку робіт у межах проїзду необхідно влаштовувати огородження і містки для пішоходів. Огородження місця проведження робіт виконується інвентарними щитами.

На огородженнях вивішуються попереджуючі написи і знаки. У нічний час на торцевих частинах огороджень повинні бути встановлені світлові сигнали.

Пішохідні містки для переходів через траншею влаштовуються шириною 1,0м з поручнями.

Переїзди, проходи, вантажно-розвантажувальні майданчики і робочі місця необхідно регулярно очищати від будівельного сміття і не захаращувати.

8.3. Вимоги з санітарно-побутового обслуговування

Згідно з Міжнародним стандарт SA8000:2001 «Соціальна відповідальність». SAI SA8000:2001 Social Accountability International в галузі охорони праці встановлюються наступні критерії соціальної відповідальності:

НУБіП України

- компанія надає персоналу для використання чисті туалетні кімнати, доступ до питної води, а також, при необхідності, умови для зберігання продуктів харчування.

- компанія забезпечує чистоту і безпеку місць відпочинку персоналу, а також їх відповідність основним потребам працівників.

Харчування робітників передбачено в їдальні, розташованій в існуючому адміністративному корпусі.

Медична допомога здійснюється в медпункті існуючого адміністративного корпусу та в районних поліклініках.

Прання та хімчистка спецодягу для працюючих здійснюється в міських для прання та хімчистках.

8.4. Проектні протипожежні заходи

Протипожежна система комплексу висотно-стелажного складу включає:

- 2 резервуари запасу води для пожежогасіння по 600 м3 кожен;
- Насосна станція пожежогасіння;
- Внутрішній протипожежний водопровід призначений для локального гасіння пожежі у приміщеннях шляхом подачі вогнегасної речовиии в осередок пожежі;
- Зовнішній протипожежний водопровід призначений для підключення протипожежної техніки і подальшої локалізації можливої пожежі, на мережі зовнішнього протипожежного водопроводу розміщуються нові пожежні гідранти з урахуванням існуючих пожежних гідрантів.

Для захисту приміщень висотно-стелажного складу прийнята спринклерна установка водяного пожежогасіння. Проектом передбачений автоматичний пуск установки – при спрацюванні спринклерних зрошувачів.

НУБіП України

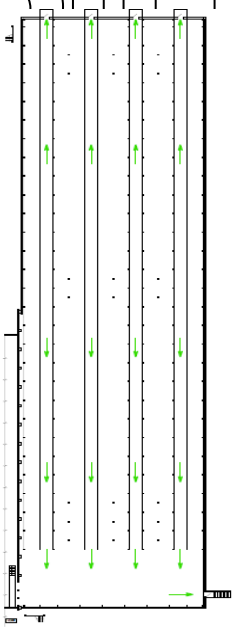
Безпека виробничих процесів, категорії яких по вибухопожежонебезпеці визначені в технологічній частині проекту, їх супутнє обслуговування забезпечується комплексом заходів:

- Кількість евакуаційних виходів з приміщень, передбачених в проекті, відповідає нормам «Пожежна безпека об’єктів будівництва»;

- По периметру висотно–стелажного складу передбачено улаштування протипожежних драбин відстань між якими не перевищує 200м;

- Для забезпечення протипожежних вимог та під’їзду для вантажа-розвантажувальних робіт біля будівлі експедиції передбачено проїзд для автотранспорту.

При перетині повітропроводами протипожежних перешкод передбачено встановлення вогнезатримуючих клапанів. При виникненні пожежі передбачене автоматичне вимикання систем загальнообмінної вентиляції.



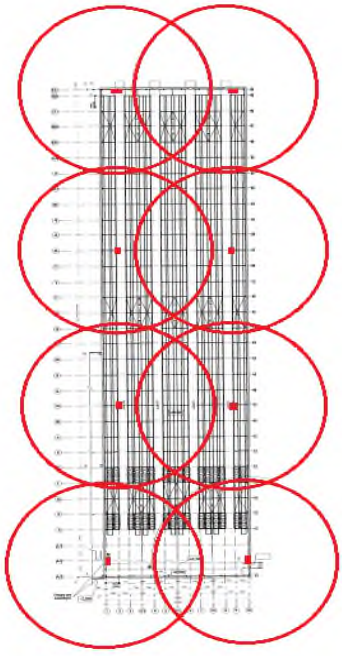


Рис. 8.1. План евакуації висотно-стелажного складу

Рис. 8.2. План розміщення пожежних кранів у висотно-стелажному складі

Зовнішній та внутрішній протипожежний водопровід

Будівля експедиції та висотно-стелажного складу по периметру обладнуються зовнішнім кільцевим протипожежним водопроводом, який приєднується до існуючого водопроводу, з врахуванням демонтажу існуючого водопроводу з-під будівлі експедиції. Згідно концепції, витрати води для потреб зовнішнього протипожежного складають 40л/с. Приміщення об'єкту обладнуються і внутрішнім протипожежним водопроводом з витратою води в кількості 2-х струменів кожен по 5 л/с. Мережа внутрішніх пожежних кранів приєднується до протипожежного водопроводу в будівлі для вузлів управління системи автоматичного пожежогасіння.

Система автоматичного водяного пожежогасіння

Відповідно НАПБ Б.06.004-2005 «Перелік однотипних за призначенням об'єктів, що підлягають обладнанню автоматичними установками пожежогасіння і пожежної сигналізації приміщення висотно-стелажного складу, стелажі та приміщення категорії «В» будівлі експедиції обладнуються системою автоматичного водяного пожежогасіння.

Для захисту приміщень прийнята спринклерна установка водяного пожежогасіння водозаповненого типу. Для подачі вогнегасної речовини в мережу, передбачається насосна станція з імпульсним пристроєм та резервуарами заповненими водою. Проектом передбачений автоматичний пуск установки – при спрацюванні спринклерних зрошувачів. При виникненні пожежі спрацьовує (руйнується) тепловий замок спринклерного зрошувача над місцем виникнення пожежі. Проектом передбачений автоматичний пуск насосної станції, що має імпульсний пристрій і п'ять насосів.

Система пожежної сигналізації

НУБіП України

Відповідно НАПБ Б.06.004-2005 «Перелік однотипних за призначенням об’єктів, що підлягають обладнанню автоматичними установками пожежогасіння і пожежної сигналізації» в приміщеннях об’єкту передбачається установка пожежної сигналізації. Для виявлення пожежі на об’єкті, що захищається, в проекті прийнята установка адресної системи пожежної сигналізації з димовими, ручними і тепловими сповіщувачами. При виникненні пожежі передбачається включення звукового сигналу і світлових покажчиків «Вихід». Послідовність оповіщення – всіх одразу.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНА-СТЕЛАЖНОГО СКЛАДУ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ ЙОГО ПРОЕКТУВАННЯ

Об'єкт дослідження:

- висотна-стелажний склад на основі несучих стелажів в м. Києві.

Мета роботи:

- забезпечити міцність, жореткість та стійкість несучих стелажів;
- передбачити монтажні з‘єднання конструктивних елементів, що забезпечують швидкий монтаж конструкцій;
- призначати монтажні з‘єднання конструктивних елементів по несучій здатності несучих стелажів.

Методи дослідження:

- аналіз-співставлення роботи аналогічних систем висотна-стелажний складів на основі несучих стелажів;
- моделювання та чисельні методи досліджень;
- аналіз напружена-деформованого стану несучих стелажів;
- співставлення відповідності роботи конструкцій чинним будівельним нормам.

Результати роботи:

- аналіз напружено-деформованого стану конструктивної системи висотна-стелажного складу за першою та другою групою граничних станів;
- перевірити запас міцності каркаса на сейсмостійкість;
- визначити відповідність проекту висотна-стелажного складу державним нормам ДБН В.1.2-2:2006, СП 16.13330.2011, а також європейським нормам EN 15512:2009, FEM 10.2.02.

.

9.1 Система зв'язків елементів металевого каркаса

Будь-який каркасний будинок складається з окремих елементів, що в загальній системі об’ємно-просторової структури будівлі виконують певні

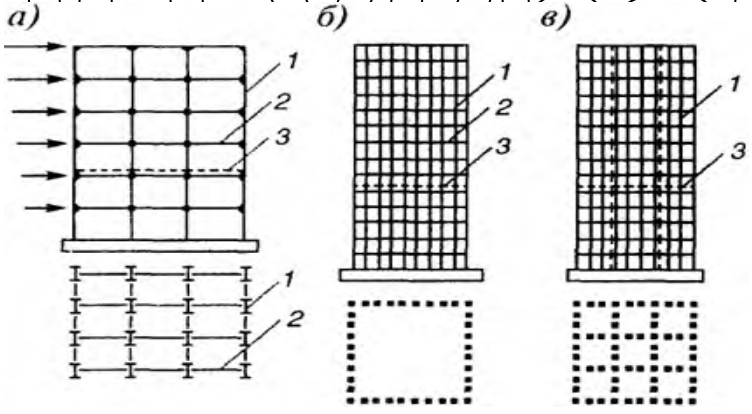
функції. У систему висотного каркаса до цих елементів відносять вертикальні елементи (колони, рами, діафрагми та стовбури жорсткості) і горизонтальні елементи (плити, балки перекриттів, горизонтальні зв'язки). Вертикальні елементи в системі каркаса виконують головні несучі функції, сприймаючи всі діючі на будівлю навантаження з передачею їх на фундамент. Горизонтальні елементи забезпечують незмінність системи в плані, передають додані до них навантаження на вертикальні елементи, забезпечують просторову роботу всієї системи, виступаючи в якості розподільних горизонтальних дисків.

Сталеві несучі конструкції раціонально застосовувати в каркасних і змішаних системах. Такі системи є найбільш перспективними, оскільки забезпечують свободу для архітектурного планування і можливість її зміни при експлуатації будівлі.

Для компонування елементів конструкції будівель і споруд в єдиний каркас використовуються різні системи зв'язків, які забезпечують просторову жорсткість і геометричну незмінність каркаса.

Каркасні та змішані системи в залежності від розподілу функцій між елементами каркаса для забезпечення просторової жорсткості та стійкості поділяють:

- рамні, див. рис. 9.1, а;
- в’язеві, див. рис. 9.1, б;
- рамно-зв'язкові, див. рис. 9.1, в.



НУБіП України

Рис. 9.1. Схеми основних рамних систем: а - звичайна; б - з зовнішньої просторовою рамою; в - рамно-секційна; 1 - колона; 2 - ригель; 3 - площина одного з перекриттів

Рамні системи. Рамні каркаси зазвичай складаються з прямокутної сітки горизонтальних балок і вертикальних колон, з'єднаних між собою жорсткими вузлами. У звичайній рамної системі, див. рис. 9.1,а, колони регулярно розташовані по всьому плану будівлі з кроком 6,9 м. Жорсткі рами при горизонтальних навантаженнях працюють за рахунок вигину колон і балок. Горизонтальний прогин рамного каркаса визначається двома факторами:

- прогином від вигину каркаса як консолі, див. рис. 9.1,б, при цьому подовження і укорочення колон призводить до горизонтальним переміщенням, що становить близько 20% загального прогину;
- прогином за рахунок роботи балок і колон на вигин, див. рис. 9.2, в.

На останній вид деформування припадає близько 80% загального переміщення будівлі, з яких 65% через вигину балок і 15% через вигину колон. Тому подібні системи економічні в будівлях заввишки не більше 30 поверхів.

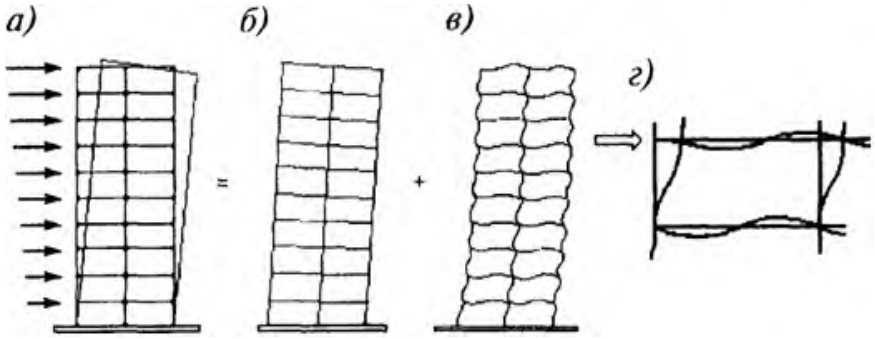


Рис. 9.2. Схеми деформування каркаса з рамними вузлами при дії горизонтального навантаження: а - загальна схема деформацій; б - прогин консолі; в - прогин за рахунок роботи колон і балок на вигин; г - схема деформації осередку жорсткої рами

НУБіП України

Системи з зовнішньої просторовою рамою, див. рис. 9.2, б, мають підвищену згинальну жорсткість, так як, при розташуванні колон по контуру збільшується момент інерції горизонтального перетину каркаса. Система відрізняється високою жорсткістю на кручення. Крім того, при частому розташуванні колон конструктивні елементи зовнішньої рами виконують функції фахверка зовнішньої стіни і для її пристрою не потрібно додаткових елементів. При великій ширині будівлі система може бути доповнена внутрішніми колонами, що сприймають тільки вертикальні навантаження від шарнірно приймаючих ригелів перекриттів.

Подальшим розвитком рамних систем є рамно-секційна система, див. рис. 9.1,в. Завдяки додатковій жорсткості внутрішніх рам і більш рівномірному включенню граней зовнішньої рами в роботу на вигин, загальна жорсткість цієї системи в порівнянні з попередньою підвищується. Рамно-секційна система дозволяє завершувати різні секції на різній висоті без істотного ускладнення конструкцій, надаючи будівлі ступінчастий профіль. Ригелі перекриттів в межах окремих секцій, зазвичай, спирають на колони шарнірно.

В’язеві системи. У мережевих системах, див. рис. 9.3, горизонтальна жорсткість забезпечується за рахунок роботи діагональних елементів і колон при шарнірному примиканні ригелів. В'язева система працює на горизонтальні навантаження як консоль, затиснена в фундаменті, навантаження на яку передаються за допомогою жорстких дисків перекриттів.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

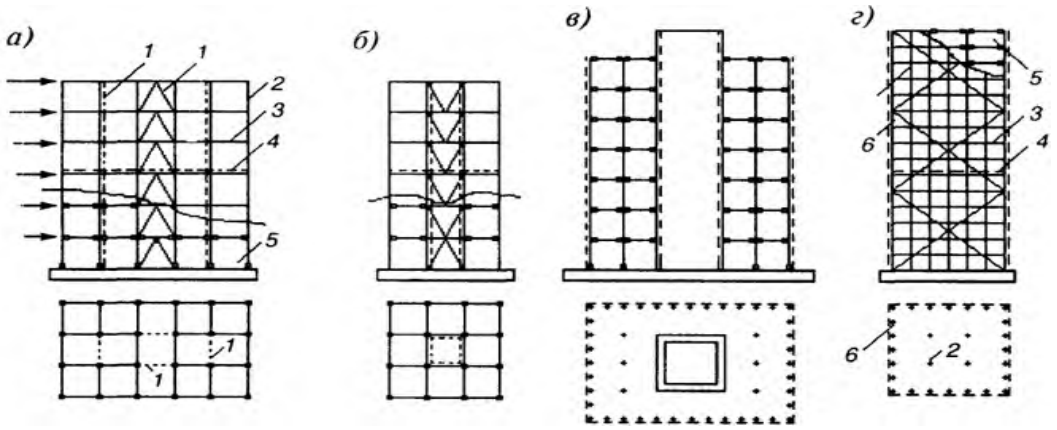


Рис. 9.3. Схеми основних в'язевих систем: а - з діафрагмами жорсткості; б - з внутрішнім ґратчастим стволом; в - з внутрішнім залізобетонним стволом; г - із зовнішнім стволом; 1 - діафрагми; 2 - колони; 3 - ригелі; 4 - внутрішній залізобетонний стовбур; 5 - зовнішній ствол; 6 - зовнішні діафрагми

В'язева конструкція може бути вирішена у вигляді плоских діафрагм, див. рис. 9.3,а, або у вигляді просторових стовбурів жорсткості, див. рис. 9.3, б, в, г, які можуть розташовуватися як всередині будівлі, див. рис. 9.3, б, в, так і зовні, утворюючи зовнішній ствол, див. рис. 9.3, г. Внутрішній ствол жорсткості може бути вирішене у вигляді сталевої просторової ґратчастої системи або у вигляді замкнутої залізобетонної конструкції. Такий ствол доцільно поєднувати з ліфтовими або комунікаційними шахтами.

В'язева система відповідає принципу концентрації матеріалу і дозволяє проектувати більшість елементів каркасу і їх сполучення більш легкими, простий конструктивної форми і в максимальному ступені типізувати. По витраті сталі в'язеві системи більш ефективні, ніж рамні, так як більша частина колон звільнена від внутрішніх зусиль вигину.

Рамно-в'язеві системи. Мають вертикальні зв'язки, які сприймають горизонтальні навантаження спільно з рамами, розташованими в одній або різних площинах зі зв'язками, див. рис. 9.4. Зверніть увагу на дещо інше визначення рамно-в'язевих систем в порівнянні з одноповерховими будинками, що зазвичай не вносить плутанину і зрозуміло з контексту. Функції забезпечення жорсткості розподілені в системі між в'язевій і рамної частинами не однаково, в

НУБіП України

більшості випадків в'язева частина сприймає 70-90% горизонтальних навантажень. Як приклад, на рис. 9.4, показаний каркас багатоповерхового будинку, виконаного по рамно-в'язевій схемі.

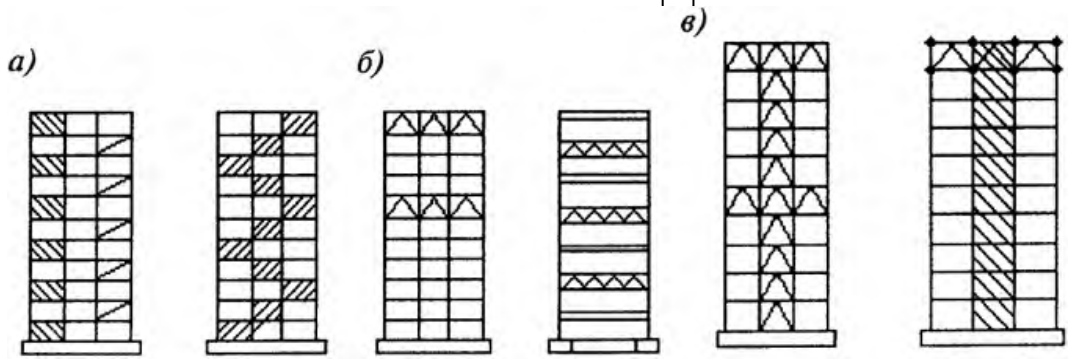


Рис. 9.4. Схеми рамно-в'язевих систем: а - рамно-зв'язкові системи з жорсткими включеннями; б - те ж, з поясами жорсткості; в - те ж, з поясами жорсткості і ростверком

У поздовжньому напрямку жорсткість забезпечується за рахунок рамних вузлів примикання ригелів до колон, а в поперечному - за рахунок в'язевих діафрагм по торцях будівлі. Вітрові навантаження в поперечному напрямку передаються через горизонтальні диски перекриттів на торцеві діафрагми. Жорсткість перекритті в горизонтальній площині збільшена постановкою хрестових в'язей.

При проектуванні каркасів багатоповерхових будівель не завжди зберігається регулярність системи і єдиний принцип її побудови. Це викликано, як правило, нерегулярністю в об'ємно-планувальних рішеннях поверхів, що вимагає зміщення осей колон і ригелів як в плані, так і по висоті.

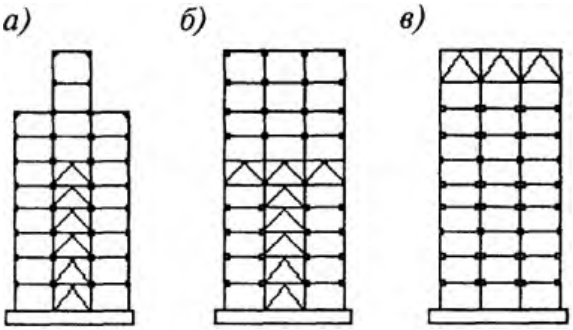


Рис. 9.5. Приклади поєднань різних систем по висоті каркаса

На рис. 9.5, показані приклади поєднання різних схем по висоті будівлі. У схемах рис. 9.5,а,б, у верхній частині каркаса використана менш жорстка рамна система, а в схемі рис. 9.5, в, використана ідея концентрації зусиль від горизонтальних навантажень в меншій кількості вузлів і з більш конструктивно простим примиканням ригелів в інших вузлах. Але для забезпечення горизонтальної жорсткості каркаса за схемою в в верхньому поверсі поставлена вертикальна зв'язок (ростверк), яка сприяє більш повному включенню в роботу на горизонтальні навантаження вертикальних елементів каркаса.

9.2 Розрахунок висотна- стелажного складу на основі несучих стелажів

Для виконання розрахунків за міцністю несучих конструкцій висотна-стелажного складу була розроблена модель МСЕ (методу скінченних елементів) та реалізована із застосуванням інтегрованого програмного комплексу (ПК) "LIRA 9.6". При побудові розрахункової схеми було прийнято, що всі конструктивні елементи будівельних конструкцій висотного стелажного складу складаються із ідеалізованого матеріалу, із зберіганням головних фізико-механічних характеристик та властивостей. Конструкції каркасно-стелажної будівлі складу моделювалися за допомогою СЕ тип 10 (універсальний просторовий скінченний елемент).

На рис. 9.6. наведено загальний вид скінчено-елементної моделі стелажного складу із кольоровим відображенням типів жорсткостей.

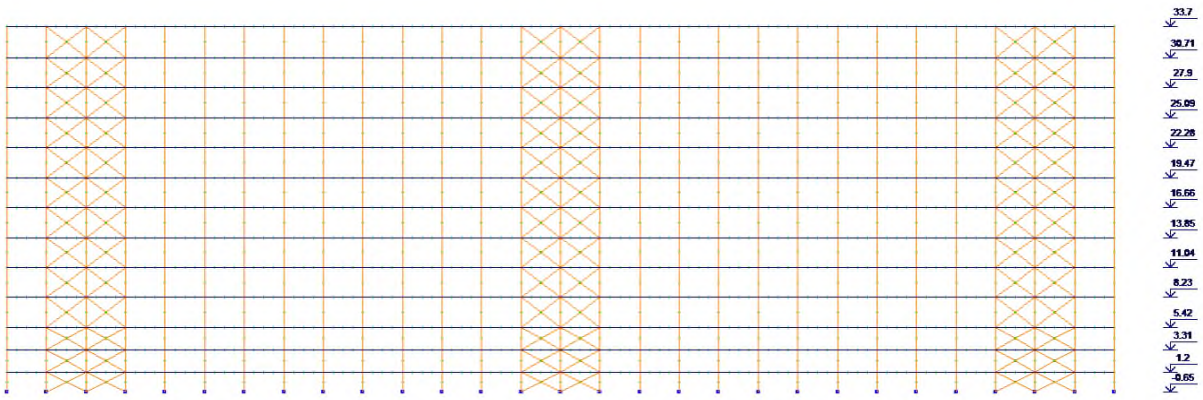


Рис. 9.6. Загальний вид скінчено-елементної моделі стелажного складу

НУБіП України

Загальна скінчено-елементна модель містить 22552 вузлів та 33568 скінченних елементів. На рис. 9.7 наведено 3D види складської стелажної будівлі.

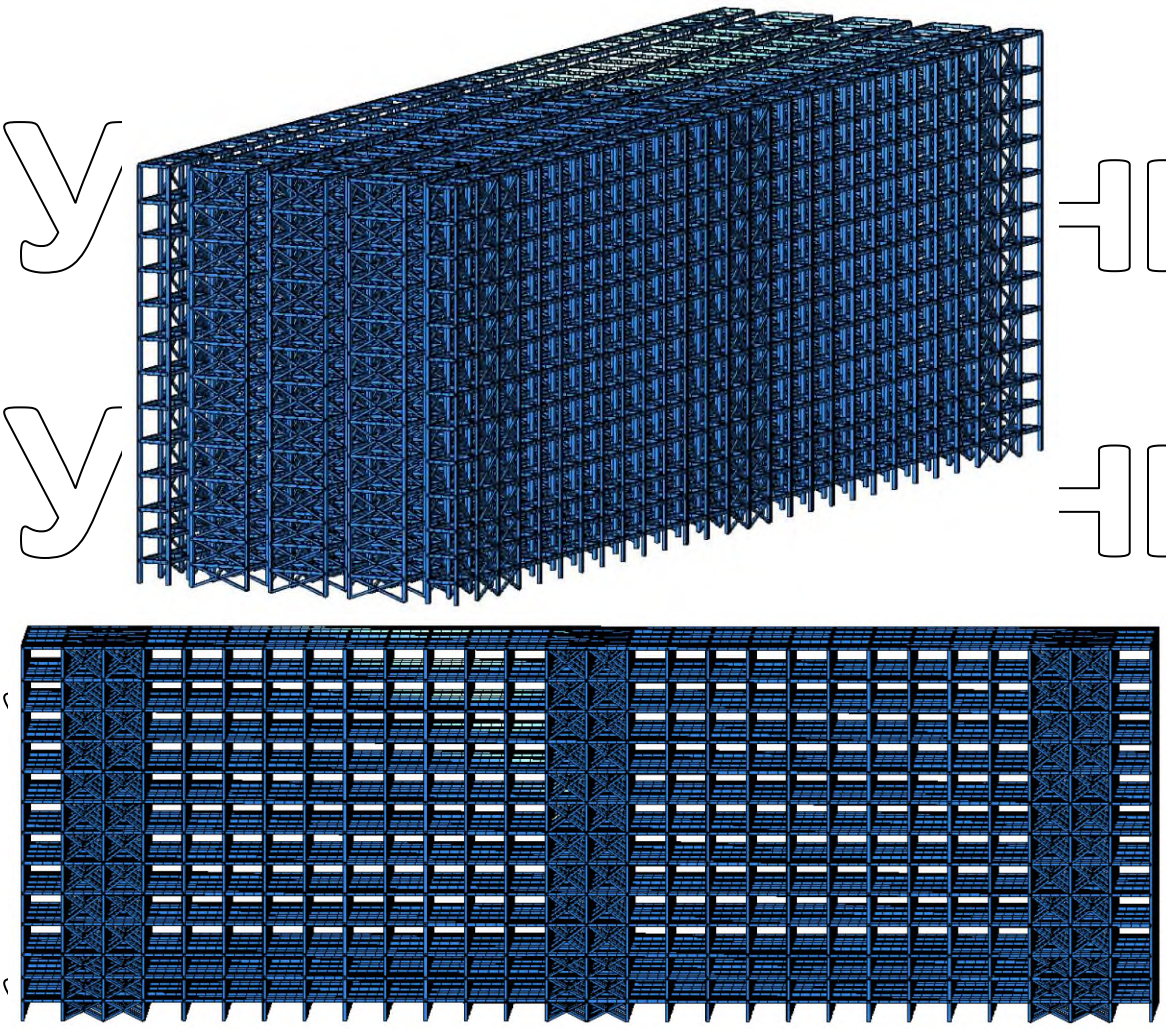


Рис. 9.7. 3D модель будівлі висотна-стелажного складу

Розрахункові навантаження на конструкції несучих стелажів складської будівлі визначались згідно норм розрахунку та проектування. При цьому розрахунок проводився на власну вагу, корисне навантаження та комбінації цих завантажень.

Навантаження на розрахункову схему задаються у вигляді окремих завантажень та включають:

- постійні навантаження: власна вага конструкцій несучих та огороджувальних;
- тимчасові навантаження: рівномірно розподілене корисне навантаження на несучі конструкції стелажів, снігове, вітрове та сейсмічне навантаження.

Завантаження *1* – описує постійне навантаження від власної ваги конструкцій складської будівлі, яке моделюється у вигляді місцевих розподілених та зосереджених сил, які діють по напрямку осі Z загальної системи координат. Навантаження від ваги конструкцій покрівлі моделювалося у вигляді рівномірно розподіленого на несучі балки стелажів. Власна вага елементів розрахункової схеми вираховується автоматично. На рис. 9.8. наведено постійні навантаження на несучі конструкції будівлі.

Таблиця 9.1

Узагальнена таблиця збору навантажень від конструкцій покриття

№ п/п	Найменування навантаження	Норм. знач. $g_н$, Г/м^2	γ_f	Розрах. знач. $g_н$, кг/м^2
1	Металеві прогони	22,4 кг/м.п.	1,05	23,52 кг/м.п.
2	ПВХ мембрана	1,5	1,2	1,8
3	Теплоізоляція Rockwool, γ = 100 кг/м^3, t = 150 мм	15	1,2	18
4	Пароізоляція	1	1,2	1,2
5	Профнастил металевий	5	1,05	5,25
	Всього:	22,5		26,25

Вага стінової сендвіч панелі складає 32,4 кг/м^2.

Вага просічного листа (підлога стелажів) складає 16,2 кг/м^2.

НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України
НУБіП України

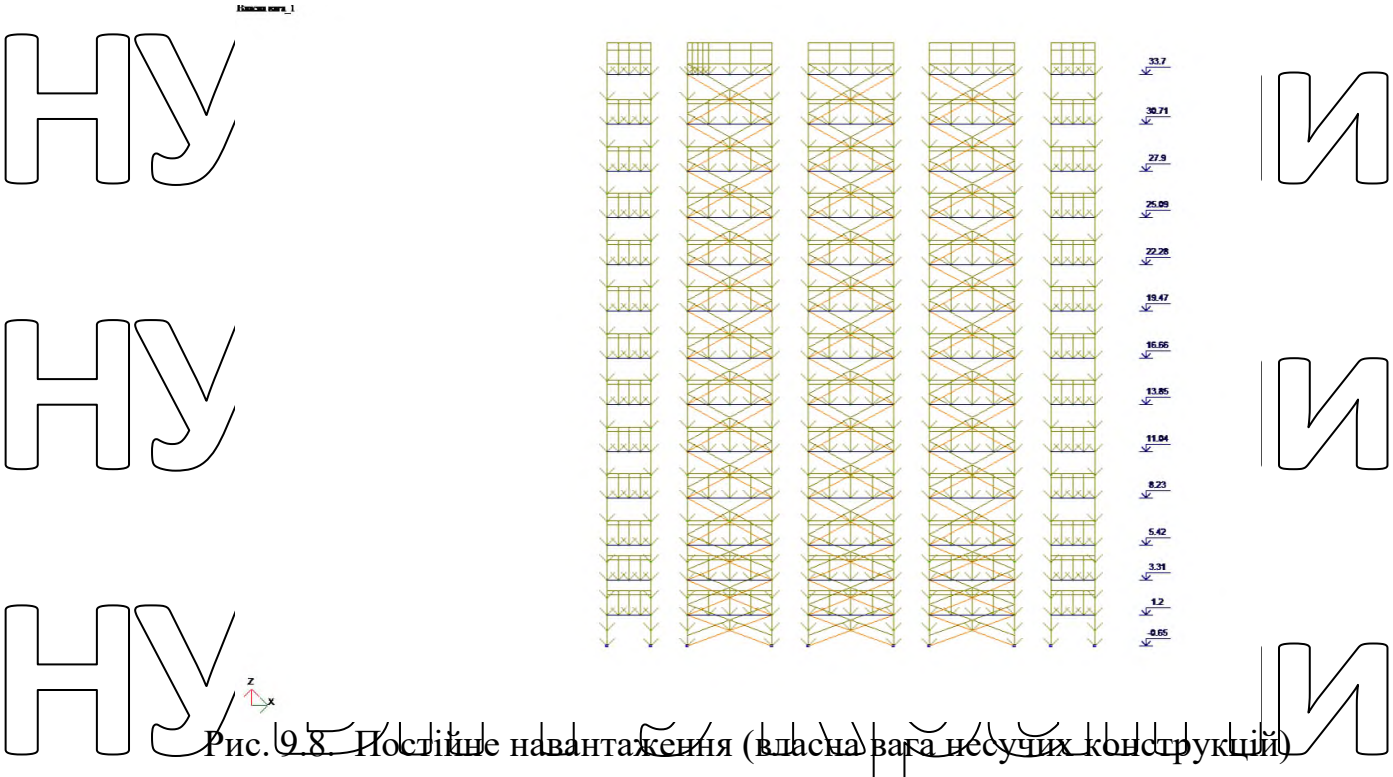


Рис. 9.8. Постійне навантаження (власна вага несучих конструкцій)

Завантаження *2* – описує корисне навантаження на палетні балки каркасно стелажної системи при різних відсотках завантаження стелажів (75 та 90 %). На рис. 9.9. наведене корисне навантаження на конструкції стелажів.

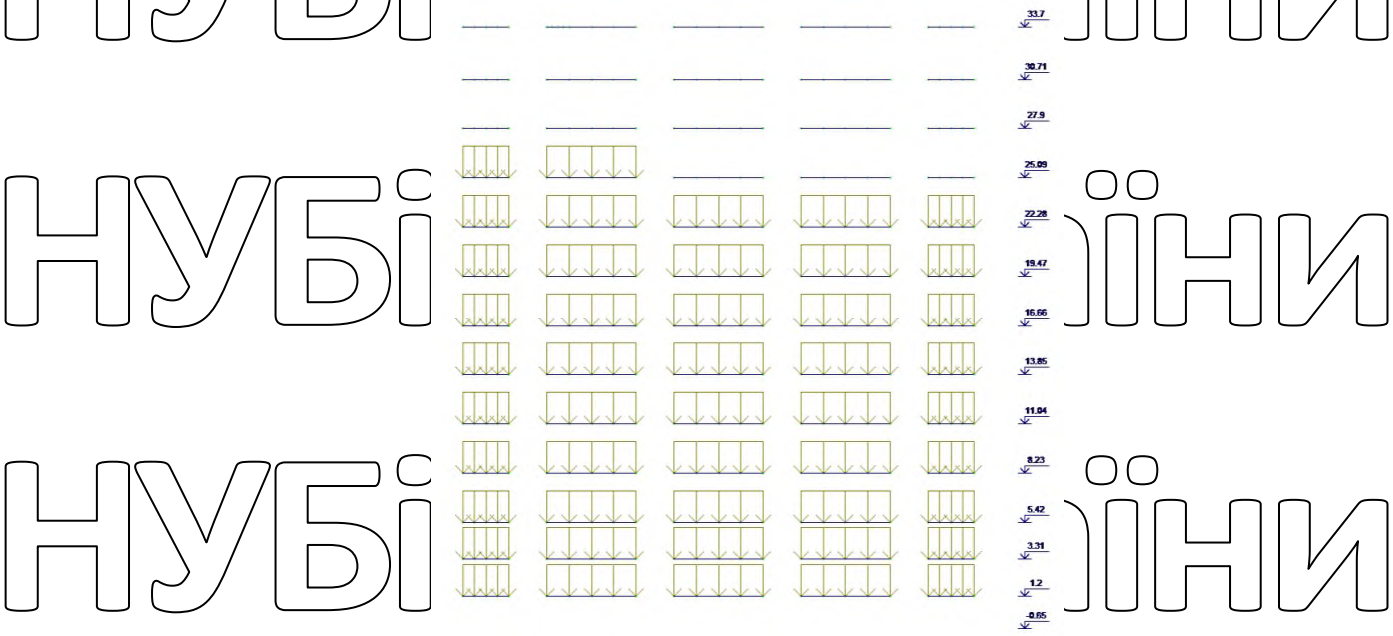


Рис. 9.9. Корисне навантаження на несучі конструкції стелажів (75% завантаженості)

Завантаження 3 – описує снігове навантаження на конструкції покриття складської будівлі. Снігове навантаження для м. Київ, що знаходиться в V районі

за характеристичним значенням ваги снігового покрову (п.8.2 ДБН; схема 1, *варіант 2*, додаток Ж ДБН) становить:

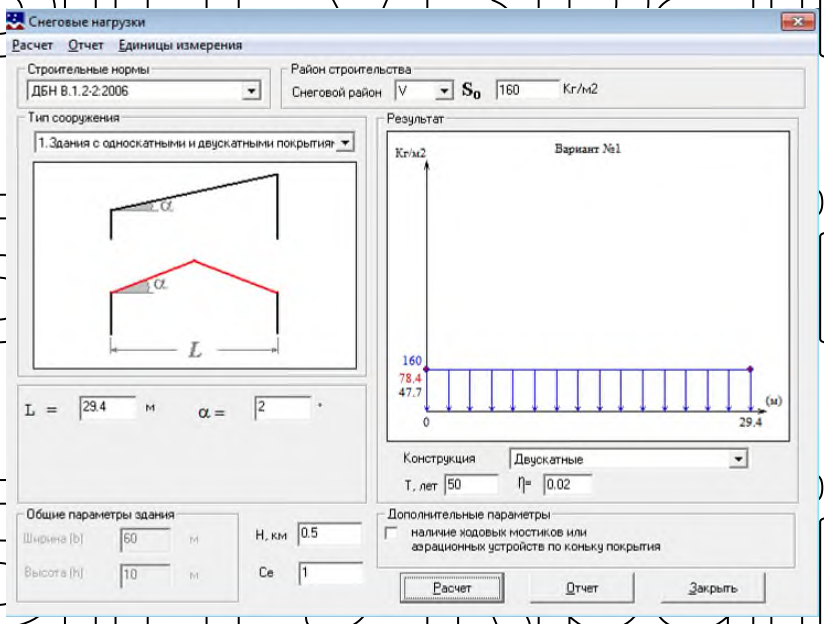


Рис. 9.10. Значення снігового навантаження на конструкції покриття

Завантаження *4* – статичне завантаження, що враховується як короткочасне навантаження малої тривалості (вітрове навантаження вздовж осі *X* глобальної системи координат) і є знакозмінним навантаженням;

Завантаження *5* – статичне завантаження, що враховується як короткочасне навантаження малої тривалості (вітрове навантаження вздовж осі *Y* глобальної системи координат) і є знакозмінним навантаженням;

Завантаження *6* – динамічне навантаження (сейсмічні впливи відповідно до ДБН В.1.1-12:2006), дане завантаження враховується як сейсмічне навантаження вздовж осі *X* глобальної системи координат і є знакозмінним навантаженням;

Завантаження *7* – динамічне навантаження (сейсмічні впливи відповідно до ДБН В.1.1-12:2006), дане завантаження враховується як сейсмічне навантаження вздовж осі *Y* глобальної системи координат і є знакозмінним навантаженням.

9.33 Аналіз напружено-деформованого стану та результати розрахунку

Розрахунок несучих конструкцій споруди на статичні та динамічні навантаження було виконано в інтегрованому ПК LIRA 9.6.

Для кожного скінченного елемента по кожному завантаженню та комбінації завантажень були визначені всі параметри НДС.

Враховуючи складність представлення великого об’єму інформації, результати розрахунку для основних несучих конструкцій представлені у вигляді мозаїки деформацій та напружень, та проведений відбір найбільш навантажених елементів конструкцій висотного стелажного складу.

Переміщення

Нижче приведені переміщення вузлів скінченної-елементної моделі від різноманітних можливих комбінацій навантажень.

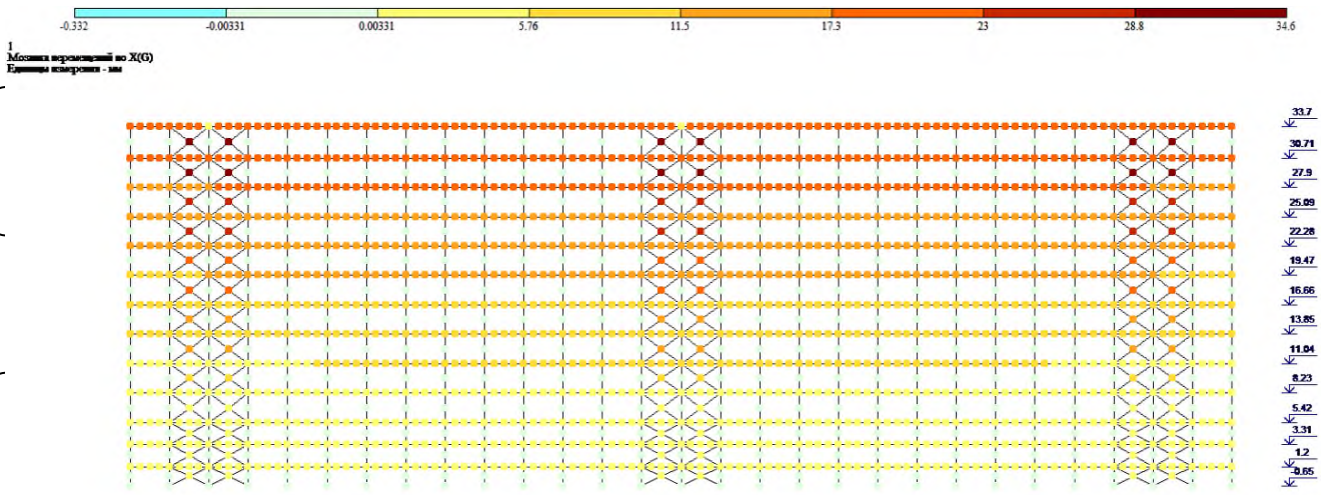


Рис. 9.11. Переміщення вузлів (мм) по осі X основної системи координат від першої основної комбінації навантажень

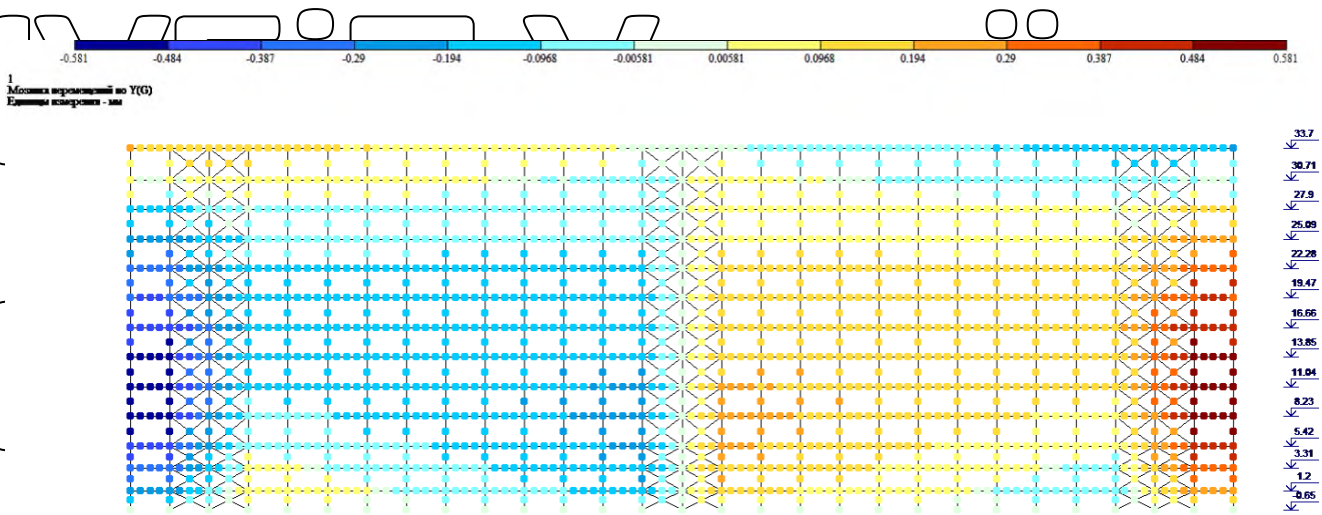


Рис. 9.12. Переміщення вузлів (мм) по осі Y основної системи координат від першої основної комбінації навантажень

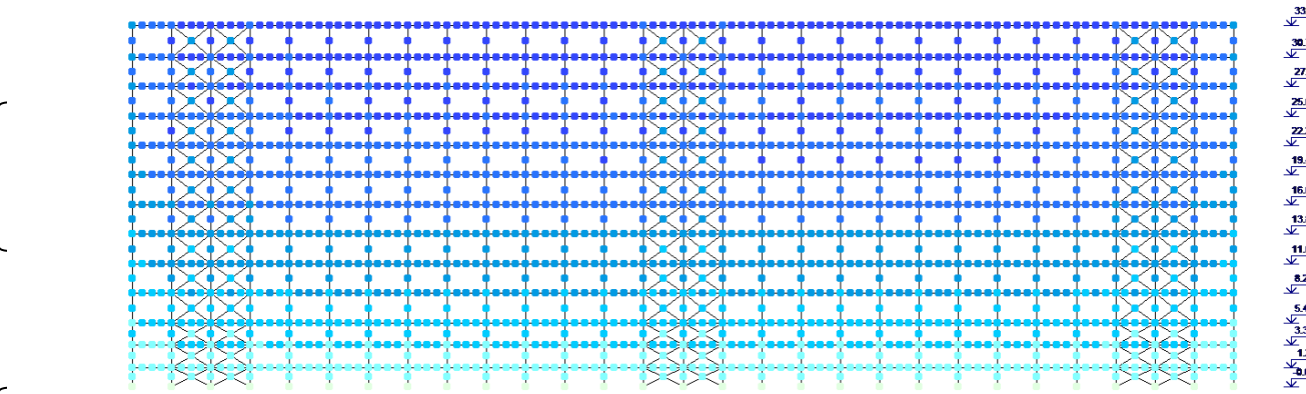
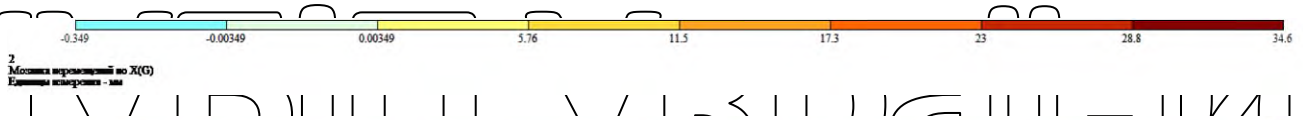


Рис. 9.13. Переміщення вузлів (мм) по осі Z основної системи координат від першої основної комбінації навантажень

На рис. 9.13 – 9.15. наведені переміщення в глобальній системі координат від першої аварійної (з урахуванням сейсмічного впливу) комбінації навантажень:



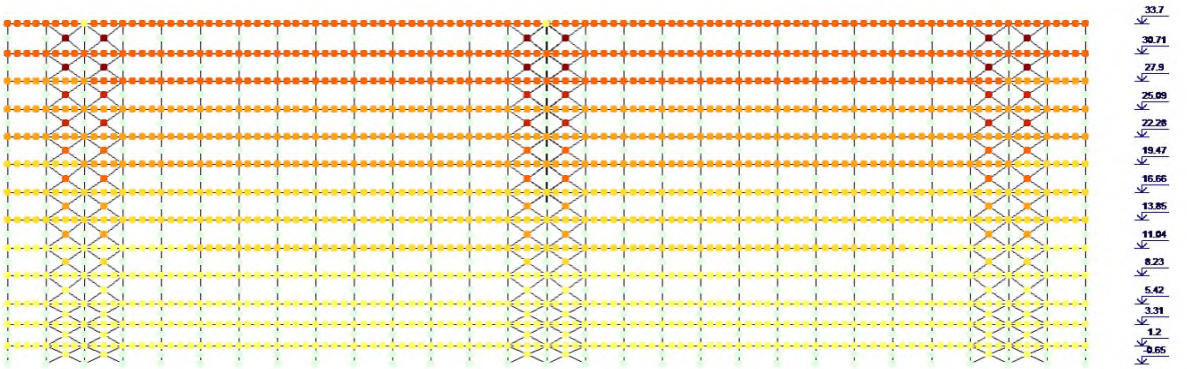
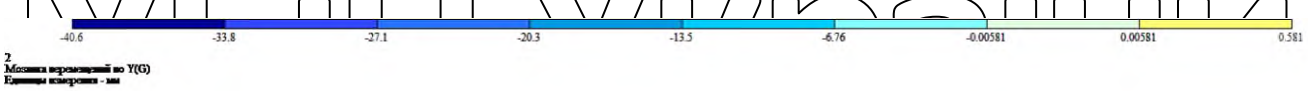


Рис. 9.13. Переміщення вузлів (мм) по осі X основної системи координат від першої аварійної комбінації навантажень



НУБіП України

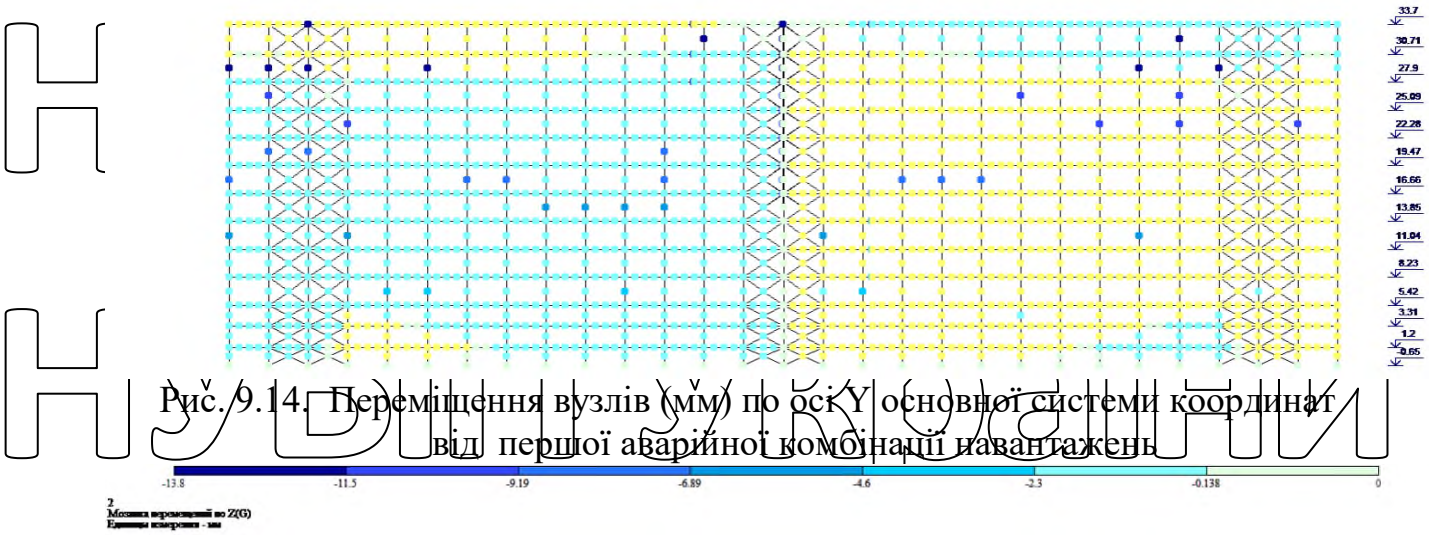


Рис. 9.14. Переміщення вузлів (мм) по осі Y основної системи координат від першої аварійної комбінації навантажень

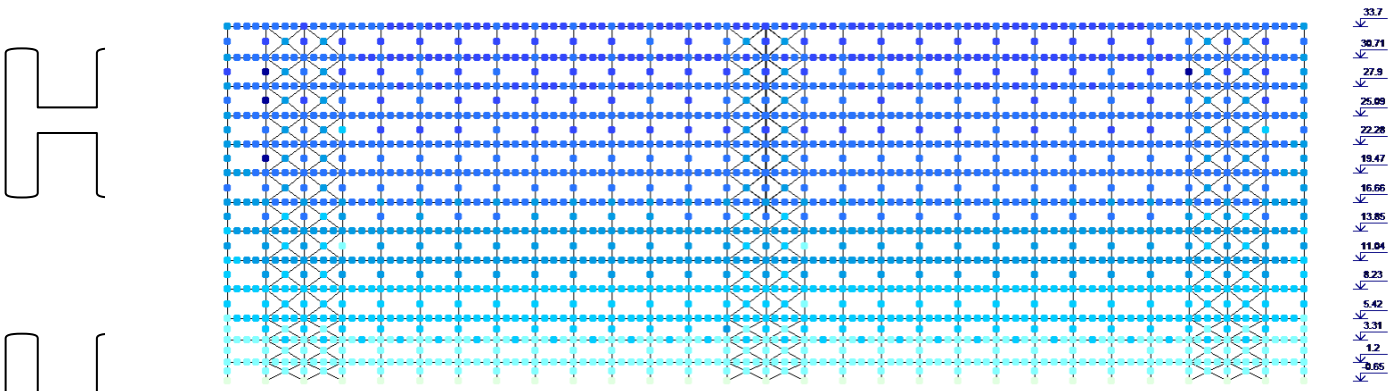


Рис. 9.15. Переміщення вузлів (мм) по осі Z основної системи координат від першої аварійної комбінації навантажень

На рис. 9.16.–9.18. наведені переміщення в глобальній системі координат від другої основної комбінації навантажень:

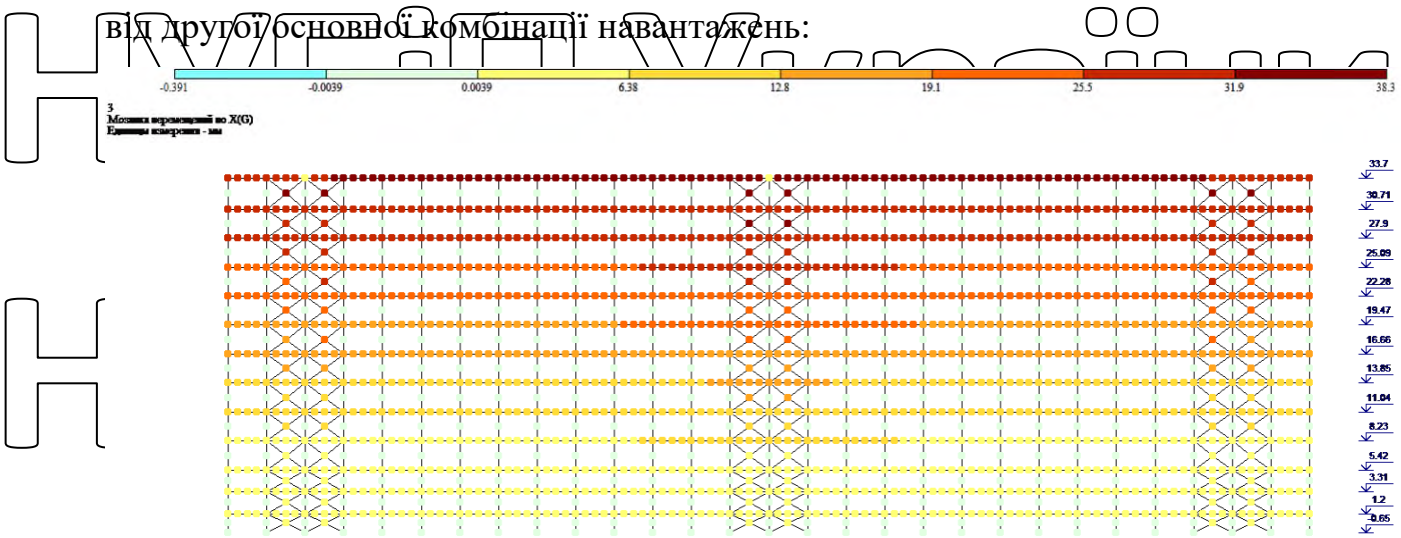
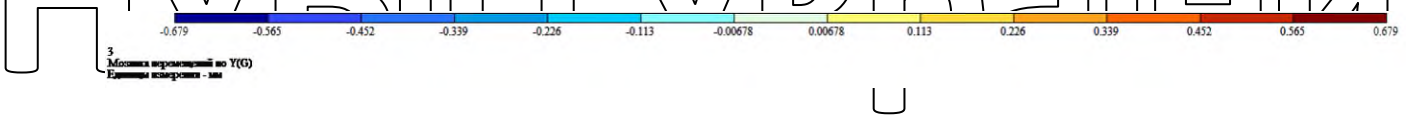


Рис. 9.16. Переміщення вузлів (мм) по осі X основної системи координат від другої основної комбінації навантажень



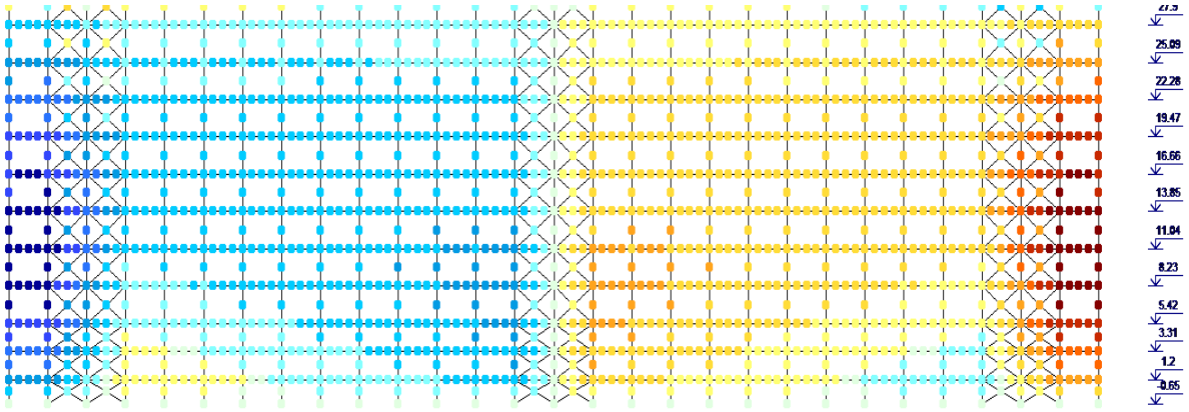


Рис. 9.17. Переміщення вузлів (мм) по осі Y основної системи координат від другої основної комбінації навантажень

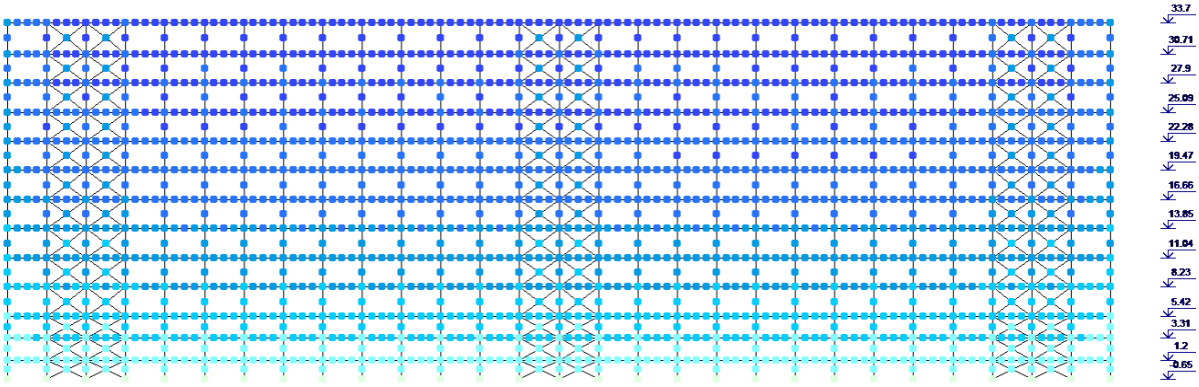
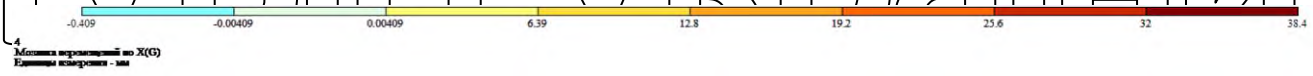


Рис. 9.18. Переміщення вузлів (мм) по осі Z основної системи координат від другої основної комбінації навантажень

На рис. 9.19 – 9.21 наведені переміщення в глобальній системі координат від другої аварійної (з урахуванням сейсмічного впливу) комбінації навантажень:



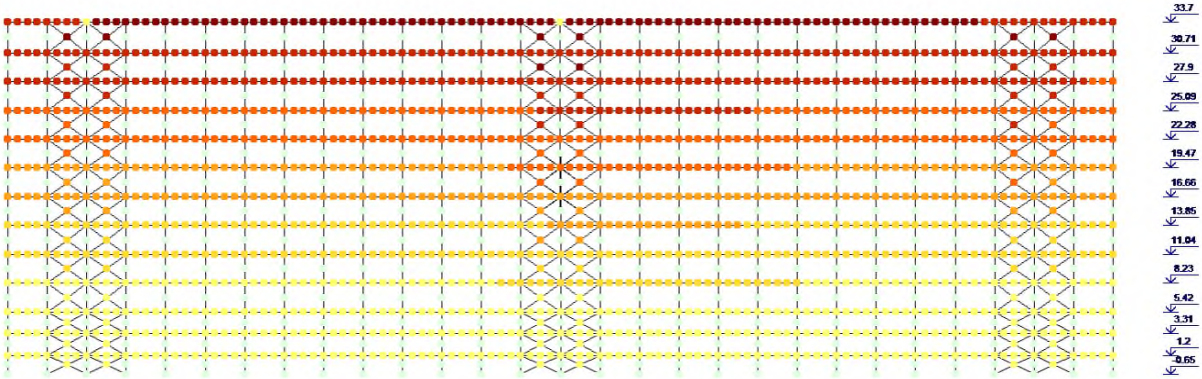


Рис. 9.19. Переміщення вузлів (мм) по осі X основної системи координат від другої аварійної комбінації навантажень

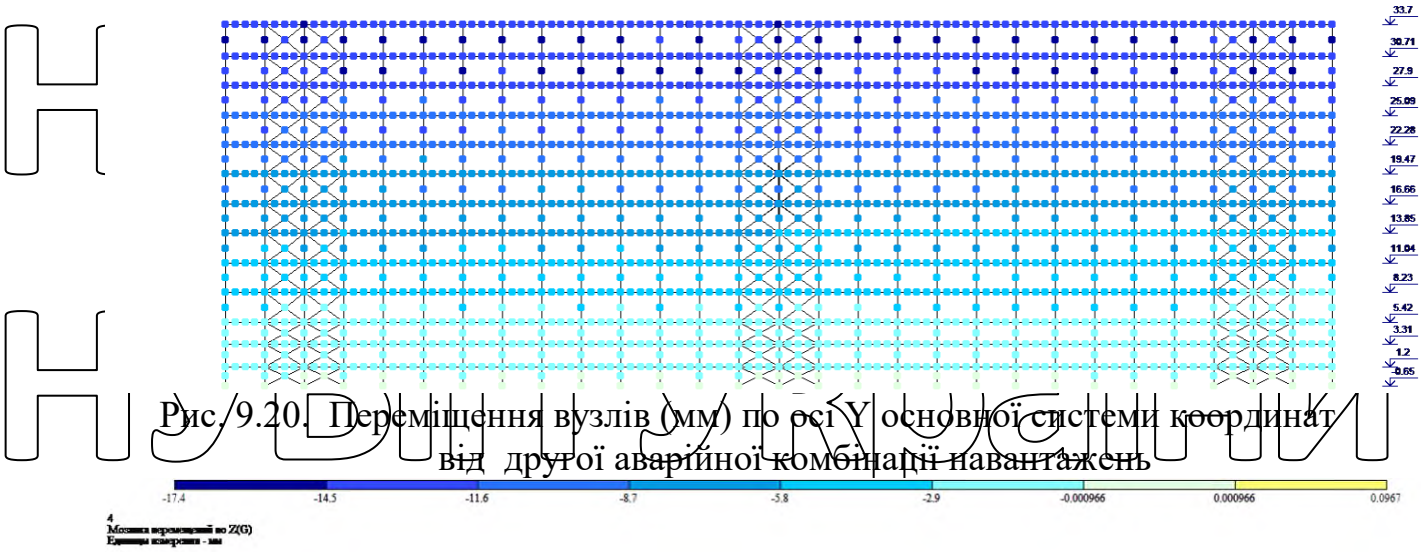


Рис. 9.20. Переміщення вузлів (мм) по осі Y основної системи координат від другої аварійної комбінації навантажень

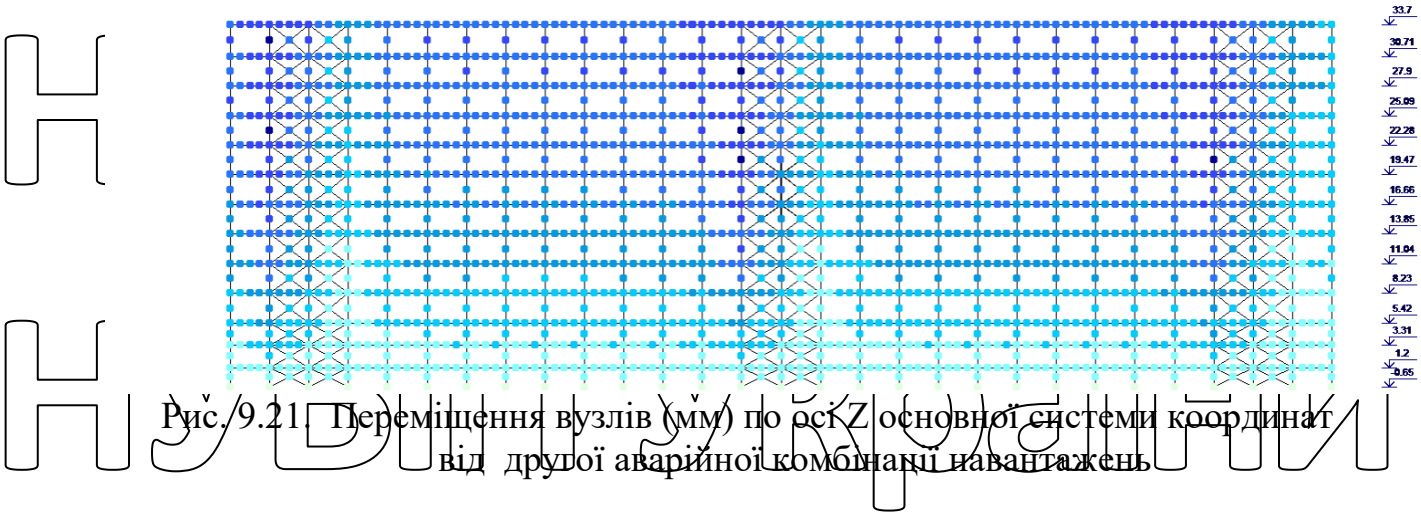


Рис. 9.21. Переміщення вузлів (мм) по осі Z основної системи координат від другої аварійної комбінації навантажень

Далі проводимо аналіз зусиль в стержневих СЕ від першої та другої основної та аварійної комбінації навантажень.

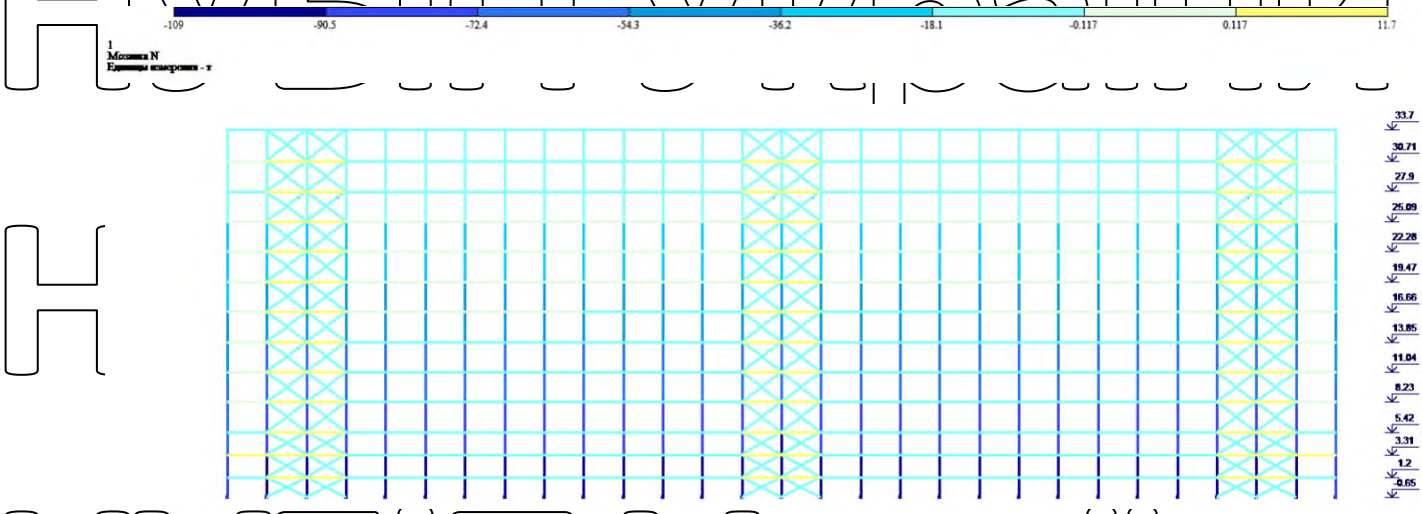


Рис. 9.22. Мозаїка N, т від першої основної комбінації навантажень

НУБіП України

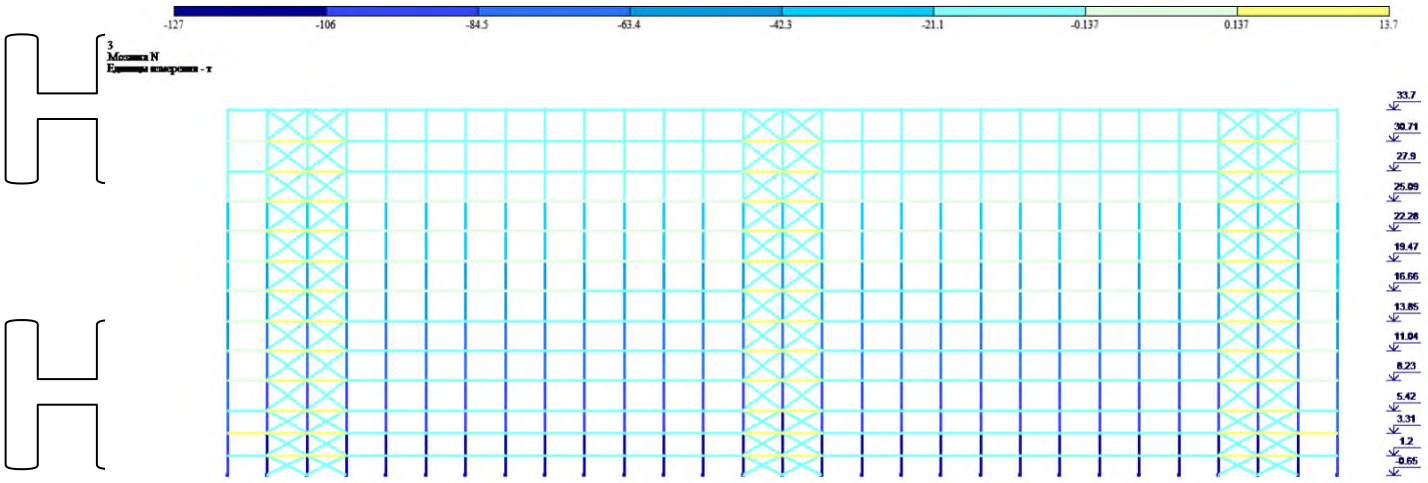


Рис. 9.23. Мозаїка N, т від другої основної комбінації навантажень

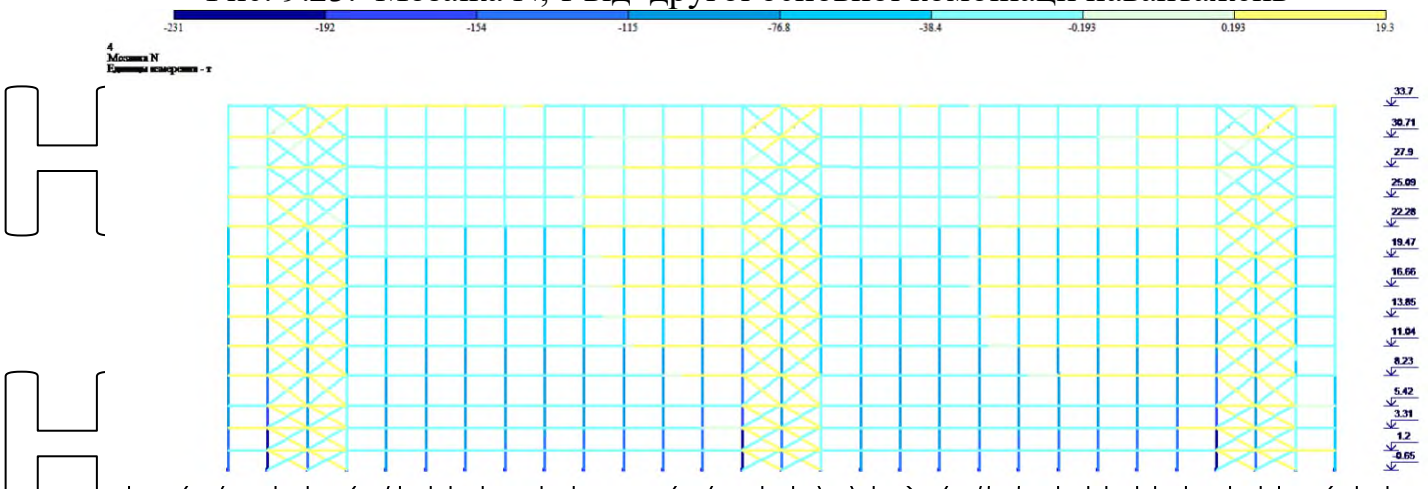


Рис. 9.24. Мозаїка N, т від другої аварійної комбінації навантажень

В таблицях 9.1 – 9.2 наведені власні значення, частоти, періоди коливань та модальні маси для завантажень, що моделюють сейсмічні впливи на будівлю стелажного складу.

Таблиця 9.1

Власні значення, частоти, періоди коливань, для завантаження №11

№ завантаження	№ форми	Власні значення	Круг. частота (рад/с)	Частота (Гц)	Період (с)	Коефіцієнт розподілення	Модальна маса (%)	Сума модальних мас (%)
11	1	0.413	2.423	0.386	2.594	1.083	21.300	21.300
11	2	0.365	2.738	0.436	2.295	1.057	7.580	28.880
11	3	0.361	2.767	0.440	2.271	1.461	24.857	53.737
11	4	0.348	2.872	0.457	2.188	-0.378	1.925	55.662
11	5	0.339	2.953	0.470	2.128	0.940	10.639	66.301
11	6	0.277	3.613	0.575	1.739	0.501	1.529	67.830
11	7	0.103	9.696	1.543	0.648	-0.001	0.000	67.830

11	8	0.100	9.974	1.587	0.630	0.050	0.052	67.882
11	9	0.088	11.327	1.803	0.555	-0.031	0.010	67.892
11	10	0.087	11.525	1.834	0.545	0.078	0.163	68.055
11	11	0.079	12.722	2.025	0.494	-0.248	0.972	69.027
11	12	0.076	13.207	2.102	0.476	-0.656	4.403	73.430
11	13	0.073	13.663	2.175	0.460	-0.412	2.829	76.259
11	14	0.068	14.787	2.353	0.425	-0.752	8.027	84.286
11	15	0.063	15.829	2.519	0.397	0.548	1.960	86.246
11	16	0.061	16.377	2.607	0.384	-0.150	0.152	86.399
11	17	0.058	17.100	2.721	0.367	0.097	0.078	86.477
11	18	0.052	19.101	3.040	0.329	-0.054	0.018	86.495
11	19	0.050	19.975	3.179	0.315	0.008	0.000	86.495
11	20	0.046	21.555	3.431	0.291	0.005	0.000	86.496

Таблиця 9.2

Власні значення, частоти, періоди коливань, для завантаження №7

№ завантаження	№ форми	Власні значення	Круг. частота (рад/с)	Частота (Гц)	Період (с)	Коефіцієнт розподілення	Модальна маса (%)	Сума модальних мас (%)
12	1	0.413	2.423	0.386	2.594	-0.966	16.934	16.934
12	2	0.365	2.738	0.436	2.295	0.600	2.443	19.378
12	3	0.361	2.767	0.440	2.271	0.404	1.900	21.278
12	4	0.348	2.872	0.457	2.188	1.397	26.232	47.510
12	5	0.339	2.953	0.470	2.128	1.306	20.554	68.065
12	6	0.277	3.613	0.575	1.739	0.065	0.026	68.091
12	7	0.103	9.696	1.543	0.648	-0.007	0.002	68.093
12	8	0.100	9.974	1.587	0.630	-0.016	0.006	68.099
12	9	0.088	11.327	1.803	0.555	0.469	2.327	70.425
12	10	0.087	11.525	1.834	0.545	0.049	0.066	70.491
12	11	0.079	12.722	2.025	0.494	-0.009	0.001	70.492
12	12	0.076	13.207	2.102	0.476	-0.097	0.096	70.588
12	13	0.073	13.663	2.175	0.460	0.578	5.567	76.155
12	14	0.068	14.787	2.353	0.425	-0.401	2.283	78.438
12	15	0.063	15.829	2.519	0.397	-0.482	1.518	79.956
12	16	0.061	16.377	2.607	0.384	-1.004	6.845	86.801
12	17	0.058	17.100	2.721	0.367	0.031	0.008	86.809
12	18	0.052	19.101	3.040	0.329	0.059	0.021	86.830
12	19	0.050	19.975	3.179	0.315	-0.032	0.005	86.835
12	20	0.046	21.555	3.431	0.291	-0.200	0.578	87.412

Як бачимо сума модальних мас і для завантаження №11 і для завантаження №12 відповідає вимогам п. 2.3.10 ДБН В.1.1-12:2014 щодо кількості врахованих форм

власних коливань при визначенні сейсмічних навантажень. Вимога п. 2.3.10 полягає в наступному: сума модальних мас має бути не менше 85% повної суми модальних мас при коливаннях будівлі в горизонтальному напрямку та не менше 75% цієї суми при коливаннях у вертикальному напрямку. Для завантаження №11 умова ДБН В.1.1-12:2014 виконується на 15 формі власних коливань будівлі, а для завантаження №12 на 16 формі власних коливань будівлі.

Переміщення

На рис. 9.25 – 9.26 наведені переміщення в глобальній системі координат від десятої форми коливань - Завантаження 11 (сейсмічний вплив):

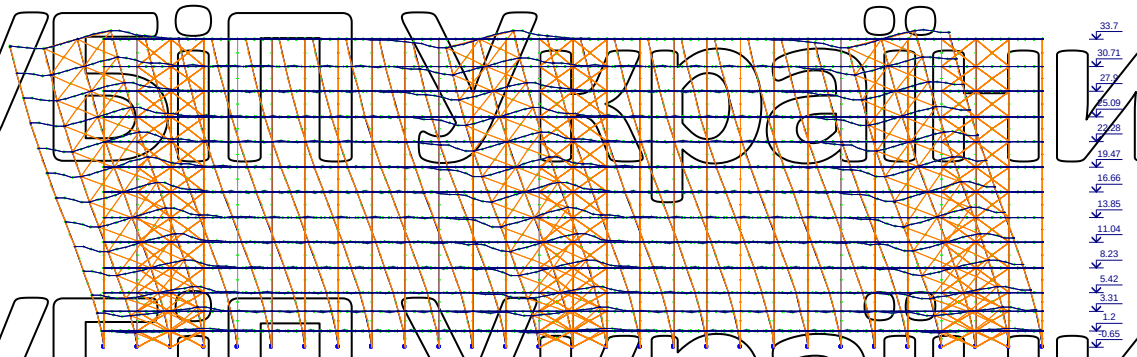


Рис. 9.25. Деформована схема будівлі від десятої форми коливань Завантаження 11 (сейсмічний вплив)

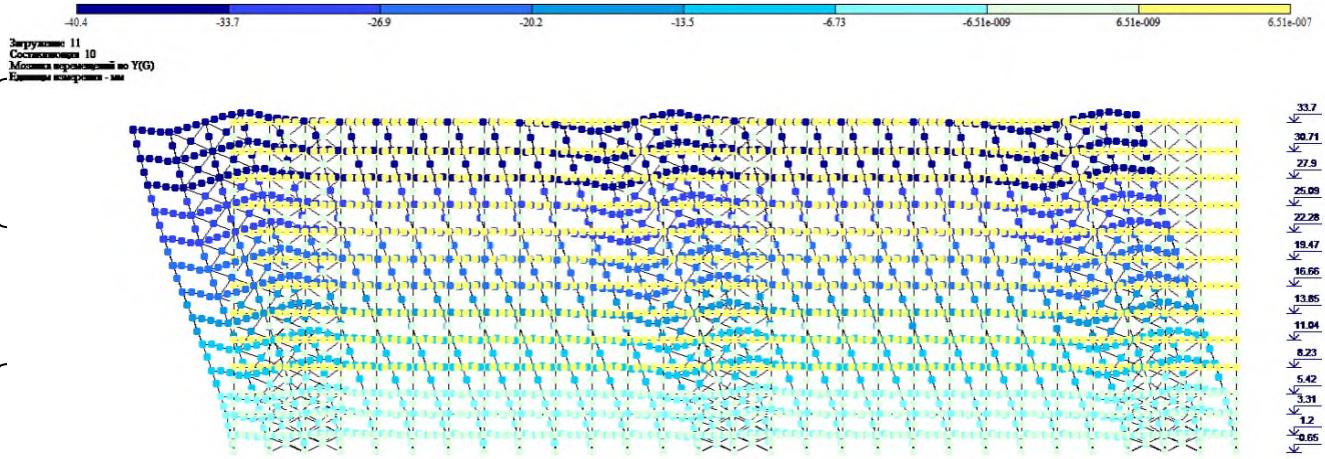


Рис. 9.26. Мозаїка переміщень по Y, мм від десятої форми коливань Завантаження 11 (сейсмічний вплив)

Наступним етапом досліджень була перевірка підібраних перерізів елементів каркасно-стелажної системи за міцністю та жорсткістю системі ЛІРА-СТК у відповідності з вимогами ДБН В.1.2-2:2006 та FEM10.2.02. Для кожного типу жорсткості були призначені додаткові параметри та виконаний розрахунок на

розрахунковий збіг зусиль. Нижче наведена мозаїка вичерпання несучої здатності елементів стелажів за перевіркою по першій, другій групах граничних станів та місцевій стійкості стиснутих елементів.

Результат перевірки перерізів елементів каркасно-стелажної системи за першою групою граничних станів відповідно до вимог ДБН та FEM10.2.02:

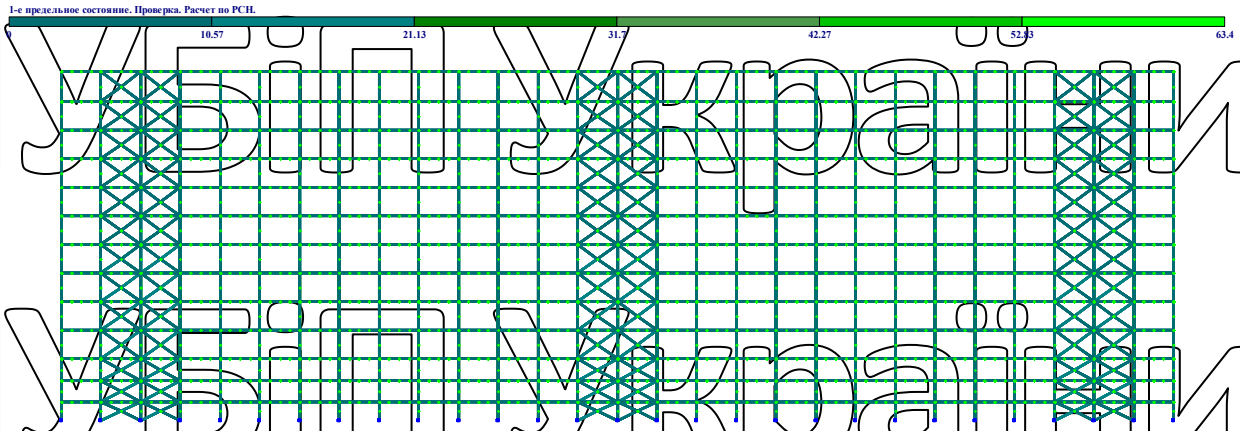


Рис. 9.27. Мозаїка відсотків використання перерізу за першою групою граничних станів (відповідно до вимог FEM10.2.02)

Результат перевірки перерізів елементів каркасно-стелажної системи за другою групою граничних станів:

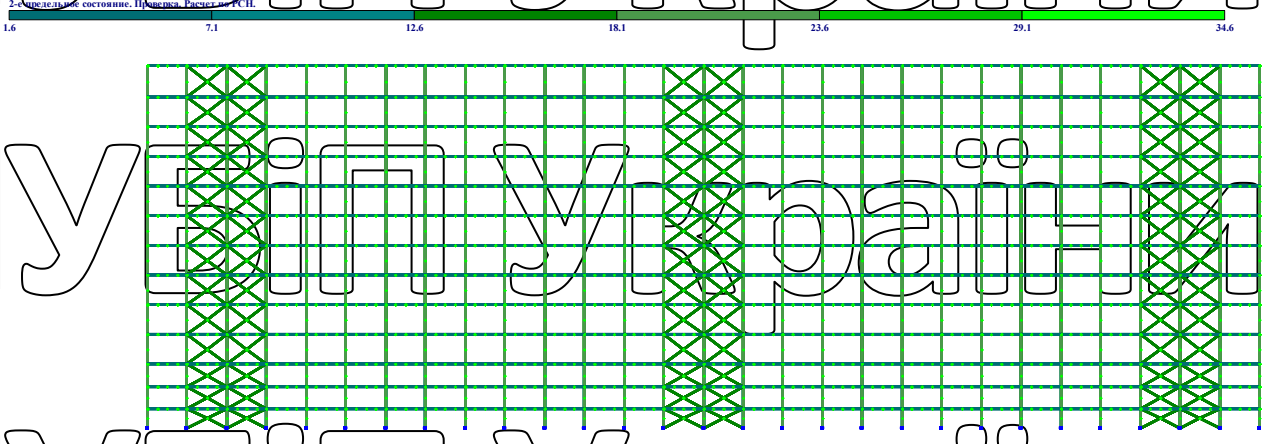


Рис. 9.28. Мозаїка відсотків використання перерізу за другою групою граничних станів (відповідно до вимог FEM10.2.02)

Результат перевірки перерізів елементів каркасно-стелажної системи за втратою місцевої стійкості:

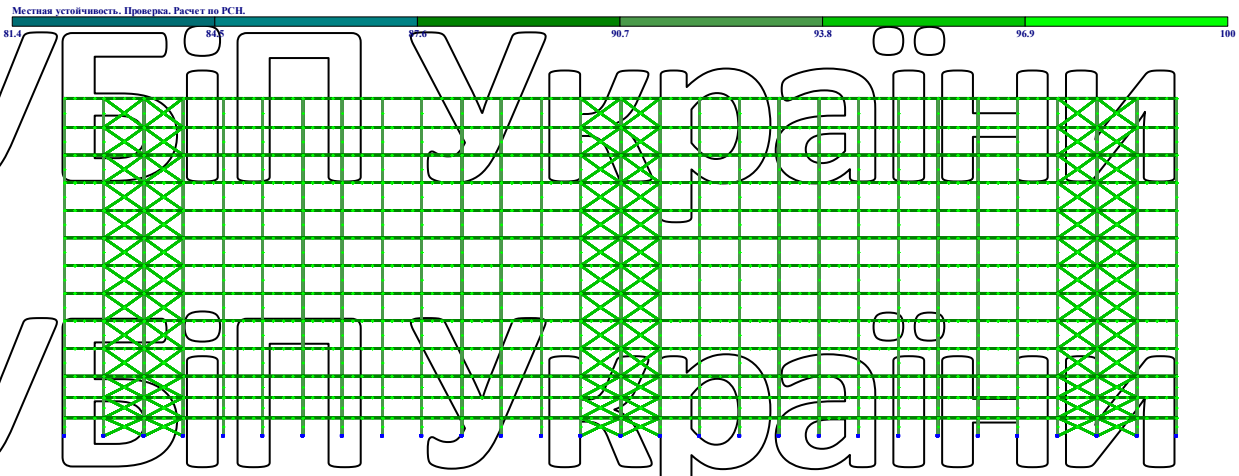


Рис. 9.29. Мозаїка відсотків використання перерізу за місцевою стійкістю (відповідно до вимог FEM10.2.02)

Об’єкт для дослідження робота каркасно-стелажних конструкцій з вертикальним технологічним процесом. Розрахунки проводилися для двох діючих на території України стандартів, щодо розрахунку та проектування даного класу об’єктів, а саме: ДБН В.1.2-2:2006 та FEM10.2.02. Так як між даними нормами існує декілька принципових відмінностей, що полягають в підходах до розрахунку стелажів на міцність. Навантаження на розрахункову схему задавалися з відповідними значеннями коефіцієнтів, також у відповідності з вимогами даних стандартів відбувався аналіз та розрахунок найбільш навантажених елементів каркасно-стелажної системи. Окрім основної комбінації навантажень, для аналізу роботи каркасно-стелажної системи, у розрахунок також вводилась аварійна комбінація, що включала сейсмічний вплив, по найбільш несприятливому напрямку орієнтації будівлі стелажного складу.

Економічний підхід у використанні матеріалів при проектуванні стелажних конструкцій з одного боку та забезпечення безпеки вантажів з другого боку роблять необхідними проведення подібних розрахунків.

Розрахунок стелажів має проводитись з урахуванням наступних критеріїв:

а) Критерій міцності. При заданих розрахункових навантаженнях, еквівалентні напруження, що виникають в елементах конструкції не повинні перевищувати розрахунковий опір матеріалу, що застосовується.

$$\sigma_{max} \leq [\sigma];$$

$$[\sigma] = \sigma_т /1{,}05$$

де 1,05 – коефіцієнт надійності по матеріалу (СП 16.13330.2011 Стальные конструкции, Таблиця 3).

б) Критерій жорсткості. Максимальні сумарні переміщення в конструкції не повинні перевищувати допускаєму межу. В п.3.5 ГОСТ 28766-90 сказано, що пружній прогин ригелю полки від сил тяжіння вантажу в їх нормативному значені не мають перевищувати 1/200 прогону цього ригелю.

$$\leq [f];$$

в) Критерій стійкості. Стійкість ідеалізованої лінійно пружної моделі каркасу має бути забезпечена ($К_{ст} \geq 1.3$ відповідно до СП 16.13330.2011 Стальные конструкции, п. 4.3.2 з урахуванням п. 4.2.5, 4.2.6).

Також при розрахунку стелажів необхідно враховувати вплив локальних ефектів, таких як місцева втрата стійкості або локальне зім'яття елементу конструкції.

ВИСНОВКИ

Аналіз результатів статичного та динамічного розрахунку показує, що при заданих розрахункових навантаженнях (відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 та FEM10.2.02), еквівалентні напруження, що виникають в елементах конструкції стелажу при використанні заданих перерізів, не перевищують межі текучості застосованих матеріалів, тобто необхідна міцність забезпечена.

Конструкція висотного стелажу не потребує додаткових заходів щодо збільшення її стійкості. Мінімальний коефіцієнт запасу стійкості даної конструкції стелажу становить 4,12. Також перевірена локальна стійкість елементу стійки стелажу. Мінімальний коефіцієнт запасу в цьому випадку становить 2,52.

Перевірка несучої здатності найбільш навантажених елементів конструкції показала, що всі коефіцієнти умов роботи мають значення менше одиниці, що допустимо та говорить про задовільну роботу елементів. Таким чином, можна зробити висновок про те, що несуча здатність даних елементів конструкції забезпечена.

Узагальнюючи отримані результати, можна зробити висновок, що конструкція стелажу здатна нести задані навантаження, і не потребує додаткових заходів щодо збільшення міцністних характеристик.

Розглянутий проект стелажного складу в м. Києві відповідає державним нормам (ДБН В.1.2-2:2006, СП 16.13330.2011), а також європейським нормам (EN 15512:2009, FEM 10.2.02).

10. ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

Характеристика джерела	Бібліографічний опис
Нормативні документи зі стандартизації	1. ДБН Б.2.2-12:2018 “Планування і забудова територій”. К.: Мінрегіонбуд України. 2018. – 179 с.
	2. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів.; Основні вимоги до будівель і споруд.)
	3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с.
	4. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування в будівництві. К.: Мінбуд України. 2008. – 74 с.
	5. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Державні будівельні норми України).
	6. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінбуд України. 2006. – 74 с.
	7. ДБН В.1.1.7–2016. Пожежна безпека об’єктів будівництва. К.: Держбуд України. 2002. – 87 с.

8. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України. 2009. – 74 с.

9. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. К.: Мінбуд України. 2006. – 57 с.

10. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНБ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України. 2006. – 15 с.

11. ДБН В.2.6-198:2014. „Сталеві конструкції. Норми проектування” К.: Мінрегіонбуд України. 2014. – 198 с.

12. ДСТУ Б А.2.4-15:2008. СПДБ. Антикорозійний захист конструкцій будівель та споруд. К.: Мінбуд України. 2008. – 10 с.

13. Настанова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії : ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013. –К. : Мінрегіонбуд України. 2013. – 45 с.

14. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 220 с.

15. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2014.

НУБіП України

	16. Конструкції будівель та споруд. Конструкції сталеві. Номенклатура показників. : ДСТУ Б. 2.6-92:2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – (Національний стандарт України).
	17. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9:2012. Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-Витривалість (EN 1993-1-9:2005, IDT).
	18. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінбуд України. 2016. – 67 с.
	19. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. К.: Мінбуд України. 2009. – 44 с.
	20. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014 р.
Книги: - один автор	21. Технология возведения зданий и сооружений: Учебник / Под ред. В.И. Теличенко и др. – М.: Высш. шк., 2001. – 320 с.
	22. «Металлические конструкции»., Т.1., Элементы конструкций. / Под ред. В.В. Горева. - М.: Высшая школа, 2001.
	23. Голышев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие . – К.: Будівельник, 1985. – 416 с.

НУБіП України

- два автори	24. Барашников А.Я., Колякова В.М. Будівельні конструкції : підручник – К.: Видавничий дім “Слова”, 2011.
	25. Технологія будівельного виробництва. Підручник/В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430с.
- група авторів	26. Сучасні технології в будівництві: Підручник /О.І. Менейлюк, В.С. Дорофеєв, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менейлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550с.
	27. Жван В. Д. Зведення і монтаж будівель і споруд : навч. посібник /В.Д. Жван, М.Д. Помазан, О.В. Жван – Х.: ХНАМГ, 2011. –395 с.
	28. Залізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко; за ред. П.Ф.Вахненка. - К. : Вища школа, 1999. – 508с.

НУБіП України