

НУБІП України

НУБІП України

МАГІСТИРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

728.22 (477.41) «С» 2023.02.24. 255

МОРОЗ ДМИТРО ІВАНОВИЧ

2023р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ФН) Конструювання та дизайну

УДК 728.22 (477.41)

ПОГОДЖЕНО ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Декан факультету (Директор ФН) Завідувач кафедри
Конструювання та дизайну будівництва
(назва факультету (ФН)) (назва кафедри)

Ружи́ло З.В. Бакулін Є.А.
(підпис) (ПІБ) (підпис) (ПІБ)

“ ” 20 р. “ ” 20 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему «Проектування другої черги житлового комплексу «Меркурій»
м. Бровари»

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітня програма Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва) (назва)

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

Гарант освітньої програми Бакулін Є.А.
К.Т.Н. доцент (підпис) (ПІБ)
(науковий ступінь та вчене звання)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н. доцент Бакулін Є.А.
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав Мороз Д.І.
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2023

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ФНН) _____

Конструювання та дизайну _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва _____

К.Т.Н. доцент

Бакулін Є.А.

(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)

(ПІБ)

“ ” 20 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Морозу Дмитру
Івановичу

(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 _____

затверджена наказом ректора НУБіП України від “24” лютого 2023р. №255 «С»

Термін _____ подання _____ завершені _____ роботи _____ на _____ кафедрі _____

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи _____

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. _____
2. _____

3.
Дата видачі завдання _____ 20__ р.
Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., доцент
(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)

Бакулін Є.А
(прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання
студента) _____
Мороз ДІ
(прізвище та ініціали)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

З М І С Т

ВСТУП	3
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД	7
1.1. Концептуальна класифікація житлових комплексів	7
1.2. Висновки по аналітичному огляду	16
2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	18
2.1. Містобудівні умови та обмеження	18
2.2. Генеральний план забудови житлового комплексу «Меркурій»	18
2.3. Об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення другої черги житлового комплексу «Меркурій»	20
2.4. Характеристика основних конструктивних елементів	21
2.5. Опорядження будівель житлового комплексу «Меркурій»	22
2.5.1. Зовнішнє опорядження фасадів будівель	22
2.5.2. Внутрішнє опорядження	23
2.6. Доступність будівлі для маломобільних груп населення	23
2.7. Розрахунок товщини утеплювача для вентиляованого фасаду	24
2.8. Інженерно-технічне обладнання будівель	25
2.8.1. Мережі водопровідно-каналізаційного господарства	25
2.8.2. Опалення житлового комплексу «Меркурій»	26
2.8.3. Системи вентиляції	26
2.8.4. Електропостачання	27
2.9. Проектні заходи з енергозбереження	27
2.10. Техніко-економічні показники проекту	29
3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	30
3.1. Розрахунок каркасу будівлі, секція Б-2, 15 поверхів	30
3.1.1. Збір навантажень на каркас будівлі секції Б-2	31
3.1.2. Моделювання прикладання навантажень на каркас секції Б-2	32
3.1.3. Розрахунок каркасу будівлі секція Б-2	34
3.1.4. Результати статичного розрахунку каркасу будівлі	36
3.2. Розрахунок плити перекриття секція Б-2	37
3.2.1. Збір навантажень що діють на плиту перекриття секції Б-	37
3.2.3. Розрахункова схема плити перекриття секція Б-2	39
3.2.4. Аналіз розрахунку плити перекриття секції Б-2	39
3.2.5. Конструювання монолітної плити перекриття секція Б-2	40
3.3. Розрахунок найбільш навантаженого пілона	42
3.3.1. Вихідні умови розрахунку	42
3.3.2. Вимоги до розрахунку	43
3.3.3. Визначення навантажень	44
3.3.4. Результати розрахунку в ПК «МОНОМАХ»	45
3.3.5. Визначення необхідного армування пілона	46

4. ГРУНТОВІ ОСНОВИ ТА КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

4.1. Основні принципи проектування пальових фундаментів	47
4.2. Визначення навантажень від секції «А-2» (13 поверхів, Н=46,00м)	49
4.3. Метод розрахунку пальових фундаментів секції «А-2»	51
4.4. Несуча спроможності однієї для секції «А-2»	53
4.5. Визначення кількості паль у ростверку секції «А-2»	54
4.6. Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі діаметром 500мм довжиною 13,0м (визначення F_d)	55
4.7. Конструювання висячої буроін'єкційної палі секція «А-2»	56

5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА ВЛАШТУВАННЯ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ

5.1. Загальні відомості по буроін'єкційним палям	57
5.2. Область застосування технологічної карти	58
5.3. Особливості буроін'єкційних паль	59
5.3.1. Особливості технології	59
5.3.2. Особливості влаштування	59
5.4. Вимоги до влаштування буроін'єкційних паль	59
5.5. Вимоги до бетонної суміші для влаштування буроін'єкційних паль	61
5.6. Технологічні процеси виконання робіт	62
5.7. Вибір будівельної техніки для виробництва буроін'єкційних паль	64
5.7.1. Бурова установка	64
5.7.2. Порожнистий шнек з оголовком	65
5.7.3. Бетононасос	66
5.8. Устаткування, обладнання, інструмент і інвентарі	67
5.9. Заходи безпеки з виконання робіт по влаштуванню буроін'єкційних паль	68

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1. Вступ	69
6.2. Інженерна підготовка до організації будівельного майданчику	70
6.3. Прийняті основні проектні рішення з організації будівництва	70
6.4. Роботи підготовчого періоду	72
6.5. Методи виконання будівельних робіт	74
6.6. Вибір баштового монтажного крана	76
6.7. Визначення потреби тимчасових будівель та споруд	77
6.8. Електрозабезпечення будівництва	78
6.9. Забезпечення водопостачання	79
6.10. Календарний план - графік виконання робіт	79

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА	81
8. ЗАХОДИ З ОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ	82
8.1. Огородження будівельного майданчику	82

8.2. Організація освітлення будівельного майданчик	83
8.3. Організація санітарно-побутове обслуговування будівельників	84
8.4. Визначення небезпечних зон будмайданчику	85

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

ОПТИМІЗАЦІЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ

ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ

9.1. Пальові фундаменти їх типи та особливості	90
--	----

9.2. Особливості розрахунку та конструювання пальових фундаментів	91
---	----

9.2.1. Методика розрахунку пальових фундамент	92
---	----

9.2.2. Принципи проектування пальових фундамент	97
---	----

9.3. Постановка задачі дослідження оптимізації пальових фундаменті	98
--	----

9.4. Розрахунок пальового фундаменту в ПК «МОНОМАХ	99
--	----

9.4.1. Побудова розрахункової моделі	99
--------------------------------------	----

9.4.2. Розрахунок буроін'єкційної палі для секції Б-2 (15 поверхів)	101
---	-----

9.4.3. Визначення площі робочої арматури ростверку	102
--	-----

9.5. Аналітичний розрахунок пальового фундамент	103
---	-----

9.5.1. Збір навантажень на плиту ростверка	103
--	-----

9.5.2. Розрахунок по деформаціям (секція Б-2, 15 поверхів, Н=52м)	104
---	-----

9.5.3. Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі Ø500мм	106
---	-----

9.5.4. Визначення площі робочої арматури ростверку	107
--	-----

9.6. Висновки	109
---------------	-----

9.7. Програма пальових випробувань статичними навантаженнями	109
--	-----

10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

113

ДОДАТКИ

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

ВСТУП

НУБІП України

В Вікіпедії визначено – «Житловий комплекс» - це єдиний комплекс нерухомого майна, що утворений земельною ділянкою в установлених межах, розміщеним на ній жилим багатоквартирним будинком або його частиною разом із спорудами та інженерними мережами, які утворюють цілісний майновий комплекс. Житлові комплекси, незалежно від кількості будівель, має бути спроектований і зведений у певній концепції та в одному архітектурному стилі.

Для того, щоб житловий комплекс відповідав прийнятій проектній концепції та своєму статусу в його структуру необхідно включити низку об'єктів інфраструктури. До об'єктів інфраструктури належать магазини, дитячі садочки, спортивні майданчики, озеленення та облаштування прибудинкової території, паркінги, тощо. останнім часом все більшої популярності набувають багатофункціональні житлові комплекси в структуру яких включаються офісні приміщення, спеціалізовані школи та садочки, SPA-центри, фітнес-зали, великі прогулянкові чи паркові зони з велодоріжками та променадом (рис. 1)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України



Рис. 1. Приклад організації територіального зонування багатofункціональних житлових комплексів

В умовах жорсткої конкуренції між проєктувальниками за одержання замовлення кожне житлове утворення набуває індивідуальних рис зовнішнього вигляду. За таких умов, уособленість об'єкта його презентабельність обумовлюється використанням осевої симетрії фрагментів забудови. Це підкреслює самостійність та особливість об'єктів проєктування. І тут застосовуються різні прийоми: еkleктичні форми у завершенні споруди; хвилеподібні форми даху; використання тектоніки матеріалів, підвищення функціональної доцільності. В об'ємно-планувальній структурі житлових комплексів головною відмінністю стає площа окремих приміщень і квартири. Приміщення стають просторішими (наприклад, традиційна трьох кімнатна квартира у деяких житлових комплексах збільшилась від 90,0 до 150,0 м²). Але як і раніше має примітивне, стандартне планування, незважаючи на новітні зовнішні ефекти де відбуваються певні корективи в бік індивідуалізації будівництва.

Процес комерціалізації житла відкинув проблему економічності об'ємно-планувального вирішення починаючи з першої ступені проєктування комфортної квартири, і закінчуючи останньою фазою проєктування благоустрою території будівництва, переклавши питання

фінансування на плечі покупців житла. Через це не що, не стимулює проєктувальника в зменшенні собівартості комерційної квартири і житлового комплексу в цілому. А економіка архітектурному проєктуванню житла, займає третє місце після побутових вигід та естетичної привабливості, і є

інструментом регулювання вибору найбільш оптимального варіанту, в якому за еталонний рівень якості приймається питома чи опосередкована вартість житла.

Всім проєктувальникам і забудовнику дуже добре відомі ознаки, які зумовлюють подорожчання житлового будівництва:

- односекційні будинки значно дорожчі ніж багатосекційні, оскільки за кошторисом вартість зовнішніх стін складає приблизно 12,0%;

- односекційні будинки зменшують щільність забудови, внаслідок чого отримуємо менший вихід житлового фонду з 1,0 га площі забудову;

- експлуатаційні витрати на обслуговування зовнішніх інженерних мереж зростають майже на 20%;

- зростають витрати на ліфтове господарство у зв'язку із збільшенням кількості ліфтів разом із зростанням поверховості окремо стоячих будинку, але є виправданими лише за використання економічних багатоквартирних секцій;

- складний периметр односекційного житлового будинку із виступами з параметрами в одне приміщення не тільки здорожує будівництво, але ускладнює його об'ємно-планувальне рішення, створюючи закріплену позицію окремих приміщень.

Поява нових масових новобудов житлових комплексів завжди супроводжується позитивними та негативними чинниками для міста.

До позитивних чинників відносять:

1. Покращення загальної інфраструктури міста.

2. Збільшення кількості житлових та комерційних метрів квадратних.
3. Новобудови зводяться з використанням нових та сучасних технологій, що покращує їх тепло- та звукоізоляцію, з вищим рівнем сейсмічної стійкості.
4. Збільшення кількості робочих місць.
5. Покращення естетичного вигляду міста.

До негативних чинників відносять:

1. Збільшення кількості населення, що призводить до погіршення комфорту, загазованості та шуму.
2. Недобросовісні забудовники можуть використовувати неякісні матеріали, що у подальшому можуть шкодити мешканцям квартир.

На даний час проєктувальники проєктують житлові комплекси відповідно до останніх вимог ДБН де обов'язковому порядку враховують:

- концептуальність житлового комплексу;
- різноманітність об'ємно-планувальних рішень (у т. ч. наявність дво-, трирівневих квартир);
- наявність паркінгів та комерційних площ;
- правильну організацію входних груп (порталів);
- забезпечення безпеки;
- продуману, розвинену логістику;
- облаштування зовнішньої та внутрішньої інфраструктури;
- озеленення території;
- використання енергозберігаючих технологій;
- екологічну спрямованість.

Наявність та якість перерахованих складових залежить від класу житлових комплексів, його місця розташування та вартості житла.

На сьогодні в Україні виділяють низку проблем щодо залучення інвестицій у житлове будівництво. По-перше, правові, зокрема недосконалість законодавчої бази, що регулює залучення інвестицій. По-друге, організаційні, до яких відносять такі як: недостатня підтримка держави, недосконала стратегія розвитку житлового будівництва, відсутність підтримки розвитку підприємництва та впровадження інновацій у масове житлове будівництво. По-третє, соціальні, зокрема низький рівень платоспроможності населення. Значну роль відіграють фінансові обмеження, а саме складність процедури та висока вартість залучених інвестицій, обмеженість джерел залучення інвестицій.

Ще одна з проблем сучасного масового висотного домобудування житла - це евакуація мешканців будівель під час пожежі. На сьогодні

проектувальниками запропоновано в 35-поверхових житлових будинках на даху влаштовувати вогнетривкий контейнер для накопичення жителів для евакуації гелікоптером.

Залишаються не до кінця вирішеними проектні рішення організації з влаштування незадимлених сходів та додаткових евакуаційних виходів.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД КОНЦЕПТУАЛЬНИХ РІШЕНЬ МАСОВОГО БУДІВНИЦТВА ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ

1.1. Концептуальна класифікація житлових комплексів

Житлові комплекси «економ-класу».

З історії будівництва житлових комплексів відомо, що вони зводились за соціальними програмами багатьох країн для забезпечення житлом малозабезпечених верст населення. На сьогодні, за словами експертів у житловій нерухомості, житлові комплекси «економ-класу» (по суті соціального житла) практично зжили себе і перестають бути затребуваними, особливо у розвинених містах та обласних центрах. Проте за останні десятиліття таких новобудов в Україні з'явилося чимало і вони продовжують зводитись в окремих містах та областях. Їхні основні характеристики які концептуально приймаються при проектуванні житлових комплексів «економ-класу» :

НУБІП України

- типові стандартні об'ємно-планувальні рішення;
- мінімальна архітектурна виразність та естетичність;
- використання простих не дорогих будівельних матеріалів;

НУБІП України

- застосування найпростіших технологій будівництва;
- відсутність у квартирах чорнкової обробки;
- мінімальне облаштування прибудинкової території.

НУБІП України

- відносно невисока вартість квадратного метра житла.

Якщо розглядати рівень комфортності такого житла, то об'єкти економ класу мають безлич недоліків:

НУБІП України

- відсутність пакувальних машино-місць;
- жвавий рух на дорогах навколо житлового комплексу та поблизу;
- відсутність нормальної зовнішньої і внутрішньої інфраструктури;
- погана звуко- і теплоізоляція квартир;

НУБІП України

- обмежена кількох типів планування квартир;
- низький рівень безпеки;
- велика кількість квартир у будинку.

НУБІП України

Ці житлові комплекси, як правило, розташовані у віддалених від центру міста районах. Їх можна впізнати по зовнішнім ознакам, вони не є творами архітектурної майстерності, доволі подібні один на одного – секції будівель типові (рис.1.1).

НУБІП України



Рис. 1.1. Типовий житловий комплекс «економ-класу»

Технологія будівництва, що реалізуються безпосередньо від забудовника - панельна або змішана панельна з монолітним-каркасом. Основні матеріали що застосовуються в будівництві комплексів «економ-класу» – етинові панелі (панельне домобудування), в останні роки монолітний залізобетон, утеплення зовнішніх стін пінополістирол. Здаються такі будинки без оздоблення квартир. Прибудинкова територія невелика з мінімальним оздобленням на цій території передбачається обмежена кількість паркомісць.

Планування квартир скоріш універсальне ніж зручне, в основі типові рішення – малометражні квартири, невеликі кухні, санвузли та балкони. Велика кількість однокімнатних квартир в середньому їх площа становить до 30,0 кв.м, двокімнатні квартири площею до 46,5 кв.м, та невеликі трिकімнатні квартири до 62,5 кв.м. В таких комплексах «економ-класу» ціна за 1,0 кв.м житлової площі стартують від 2,0 тис грн., до 2,7 тис грн.

Житлові комплекси «комфорт-класу».

Концептуально в сегментів житлових комплексів найбільш представлені комплекси «комфорт – клас». За останні роки на ринку нерухомості з'явилися

і житлові комплекси «комфорт – клас +». За даними експертів з нерухомості,

на будинки такого типу припадає понад 45% усіх новобудов житлових

комплексів. Основна відмінність комплексів «комфорт – клас» та «комфорт

клас +» цей вдосконалені об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні

рішення. В основу планування квартири закладені можливості її

перепланування за уподобанням власника. Крім того, житловий фонд

передбачає не лише 1-, 2-, 3-кімнатні квартири, але й пентхауси. Квартири

комфорт-класу в більшості (від 40-до 50%) складаються з

двокімнатних квартир середнього метражу з покращеним плануванням,

однокімнатних квартири «студії» складають (близько 30%). Площу кухні

починається з 8,0 кв.м., є додаткові підсобні площі – гардеробні, еркери,

кладові та інше. Квартири під здачу мають часткове або повне оздоблення.

Житловий комплекс комфорт-класу повинен бути розташований в місці з

розвиненою інфраструктурою: магазини, дитячі садочки, школи, зупинки

громадського транспорту або станція метро повинна бути поруч. У Києві

типовим прикладом житлового комплексу комфорт-класу можна назвати

«ЖК Ok Land» (рис. 1.2).



Рис. 1.2. Житловий комплекс комфорт класу «ЖК „Ok'Land» по Повітрофлотському проспекті, в Солом'янському районі м. Києва

Проект масштабний, складається з трьох 4-х секційних будинків, поверховістю 12, 24-26 із загальною кількістю квартир 1836.

Комплексу розташований біля метро, має гостьовий критий паркінг оснащений зарядними пристроями для електромобілів, його територія огорожена й перебуває під цілодобовим відеонаглядом. Підземні паркувальні місця є неодмінною умовою комфортного проживання, оскільки у дворі з критим паркінгом більше місця для дитячих і спортивних майданчиків, великі зелені та пішохідні зони, закрита впорядкована територія

Зразком організації зовнішнього простору є житловий комплекс «Добра оселя» (рис. 1.3), що зводиться в Південно-Західному мікрорайоні м. Львова по вул. Княгині Ольги



Рис. 1.3. Житловий комплекс «Добра оселя» м. Львів по вул. Княгині Ольги

НУБІП України

Проектувальникам та забудовнику вдалось компактно та зручно створити досконалу інфраструктуру житлового комплексу. Розвинена транспортна структура забезпечує транспортне сполучення з будь-яким районом міста. В самому комплексі розташовано школу та дитячі садочки, у підохідному доступі – ринок та супермаркет. У стилістичних частинах кожної секції розміщені офісні приміщення, різного роду магазини, аптека, відділення пошти.

НУБІП України

В якості прикладу комфортного планування квартир необхідно представити масштабний проект житлового комплексу комфорт класу розроблений в м. Вишгороді по вул. по вул. Бориса Глібський (рис. Т.4)

НУБІП України



НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України



Рис. 1.4. Проект житлового комплексу з плануванням квартир комфорт

класу в м. Вишгород по вул. Борисо Глібський, 2

Експерти з нерукомості, вважають, що житлові комплекси комфорт-класу є найбільш затребуваними, це пов'язано з тим, що таке житло вважається найкращим вибором за співвідношенням ціни та якості.

Житлові комплекси «бізнес-класу»

Новобудови бізнес-класу розташовуються, як правило, в центральних районах міста, поряд із зручними транспортними розв'язками. Це дизайнерські індивідуальні проекти, з сучасними плануваннями квартир. З просторими кімнатами, кухнями, гардеробними та ванними кімнатами. Часто квартири передаються власникам з якісно виконаним оздобленням або вже

готовим ремонт. В нових будинках бізнес-класу можуть зустрічатись як квартири-студії не більше 40,0 кв.м., так й 4-х, 5-и кімнатні апартаменти площею понад 150,0 кв.м. Підземні паркінги з розрахунку одного паркомісця на квартиру. Обгороджена прибудинкова територія, охорона, камери спостереження, консьєрж, садівники, дитячі майданчики.

Із погляду архітектури, безумовним критерієм є унікальна авторська концепція проєкту. Житлові комплекси в цьому сегменті вирізняються оригінальним оздобленням із натуральних, екологічних, довговічних і енергоощадних матеріалів. Завдяки використанню якісних будівельних

матеріалів і сучасних технологій будівництва житло є теплим, з хорошою звукоізоляцією. Квартири бізнес-класу характеризуються вільним плануванням і великою площею, просторими кухнями та балконами. Часто на останніх поверхах встановлені панорамні вікна, з яких відкривається

прекрасний вид на місто. Класифікація житла за класами в Україні передбачає, що житло бізнес-класу обов'язково повинно мати закриту, охоронювану й упорядковану прибудинкову територію, а також забезпечення парко місцем кожного власника місця. В сегменті такого класу житлових комплексів Велику

увагу приділяють безпеці мешканців: консьєрж, служба безпеки, зокрема й стаціонарні пости, відеоспостереження на вході до будинку та по його периметру.

Найбільш яскравим представником житлових комплексів бізнес класу у якості прикладу можна назвати житловий комплекс Nordica Residence (рис. 1.5).

На даний час це найпрогресивніший житловий комплекс, де кожна деталь продумана для комфорту життя. Затишна ділянка посеред столиці. За основну концепцію проектування взяті останні тенденції сучасної європейської архітектури, де особливу увагу приділяють елементам благоустрою та наповнення комплексу, щоб кожна деталь була комфортною.



Рис. 1.5. Житловий комплекс бізнес класу Nordica Residence у Печерському районі м. Києва

Проект комплексу розроблено за авторським архітектурним проектом, має вдале розташування, власну внутрішню закриту територію, розвинену внутрішню інфраструктуру.

Внутрішній двір спроектовано за принципом громадського простору для людей, а не для машин, доступ до нього здійснюється за допомогою смартфона тільки мешканців. Комплекс складається з трьох будинків поверховістю 14 та 26 з квартирами у загальній кількості 468, підземний паркінг на 523 місця.

Масштабний проект масового зведення житлових комплексів представлено фірмою КАН Девелопмент. Шістнадцять житлових будинків на 11,0 гектарах території в м. Києві у Голосіївському районі по Кільцевій дорозі (рис. 1.6). Загальна кількість квартир комплексу 3044, з різноманітними планувальними рішеннями (рис. 1.7).



Рис. 1.6. Житловий комплекс бізнес класу «Respublika» (Республіка)



Рис. 1.7. Плану

ому комплексу

Панорамні вікна з високими видовими характеристиками, просторі внутрішні приміщення та різноманітна інфраструктура в межах комплексу, а також особливий підхід до охорони території, контролю доступу та безпеки.

Водночас кожна із новобудів має свої особливості, оскільки значно зростають потреби в індивідуальних, а не типових житлових комплексах бізнес класу.

НУБІП України

Житлові комплекси еліт класу

Найвищий рівень комфортності житла це еліт або преміум клас. Ці будинки що зводять за тими ж технологіями, що й бізнес-клас, проте забудовники надають сервіс більш високого рівня та низку інших переваг.

Елітні житлові комплекси Києва різноманітні, кожен має свої особливості та переваги.

На сьогодні елітні житлові комплекси – це лаконічні, комфортабельні та якісні споруди, що підходять для зручного життя. Житлові комплекси преміум-клас набирають все більшої популярності і цьому є пояснення:

- Європейські технології будівництва. Збудовники використовують тільки високоякісні екологічно чисті матеріали та надійні технології, в основному ті, які прийшли до нас з Європи.

- Зручні планування. Кілька санвузлів, великі ванні, місткі кухні і наявність вітальні, шикарні коли - кожен метр в елітних новобудовах Києва проектується досвідченими дизайнерами та інженерами.

- Безпека і комфорт мешканців. сучасні **елітні комплекси** здаються з уже діючим відеоспостереженням, на територіях комплексів працюють відділи безпеки, часто передбачений консьерж-сервіс. Загальні (під'їзні) приміщення місткі і можуть мати додаткові площі для зберігання велосипедів, інвентарю і т.п. Елітні ЖК проектуються з урахуванням наявності декількох надійних ліфтів.

- Все в кроковій доступності. Дитячі садки, фітнес-центри, тенісні корти та спортивні майданчики - елітні житлові будинки зводяться так, щоб все це і багато іншого є частиною готової інфраструктури сучасних новобудов.

- Можливість вибору стану квартири - з обробкою або без.

- Влаштування ком'ютерної системи "Розумний дім".

- Великі Lounge-зони на даху та кілька зон відпочинку для мешканців різного віку на прибудинковій території.

Проект такого житлового комплексу «ЖК CREATOR CITY» від компанії «Креатор-Буд» представлено в Шевченківському районі м. Києва по вул. Дегтярівська, 17-19 (рис. 1.8).



Рис. 1.8. Житловий комплекс «CREATOR CITY» м. Київ, Шевченківський район, вул. Дегтярівська, 17-19

За планом це буде цілий мікрорайон, який складається з восьми будинків по 24 поверхи кожен. Будувати будуть за монолітно-каркасною технологією, стіни з цегли, утеплювач вентиляований фасад. У будинку буде автономне опалення, власна котельня на даху. Всього в проекті планують 1 900 квартир, буде підземний паркінг на 1 000 автомобілів. Територія передбачена закрита від авто і сторонніх. Судячи з рендерів, тут знайдеться місце і прогулянковим алеям, фонтанам, місцям для відпочинку, терасам з видом на місто для відпочинку з друзями. У стилізованій частині буде розміщуватися комерція: магазини, бутіки, супермаркет і різноманітні сервіси.

НУБІП України

1.2. Висновки по аналітичному огляду

За діючими нормативами земельна ділянка виділена під будівництво багатопверхового житлового комплексу, однозначно буде менше, ніж сума площ ділянок виділених по нормативам під будівництво окремо стоячих точкових багатопверхівок, при умові їхньої однакової площі житла тому на даному етапі масового будівництва житла доцільно:

- житлові об'єкти проектувати корпусами які складаються з декількох секцій, а не окремими односекційними будинками;
- збільшувати поверховість будинку та кількість ліфтів у сходово-ліфтових вузлах одночасно із збільшенням числа квартир на поверсі;
- опрацьовувати конструктивну схему монолітного каркаса (збільшувати сітку колон) так, щоб стало можливим варіантне проектування квартир в будинку;
- розробляти нові типи планувань квартир на основі універсальності, трансформації та гнучкості їх об'ємно-планувального рішення;
- формувати складні периметри зовнішніх стін утворюючи внутрішні замкнуті простори для організації внутрішнього простору прибудинкової території;
- вдосконалювати проектування житлових комплексів за принципами доцільності, забезпечуючи необхідну відповідність;
- при створенні об'ємно-просторової структури житлового комплексу досягати балансу між пластикою фасаду та спроможністю варіантного планування помешкань;
- під час опрацьовання силуету житлової забудови, її об'ємно-просторової та фронтально-просторової композиції, які неминуче мають риси часу і економічної ситуації в країні, намагатися не ігнорувати естетичні вимоги зовнішнього вигляду об'єкта проектування;
- використовувати різноманітні форми і стилі сучасної архітектури.

2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

2.1. Містобудівні умови та обмеження

Майданчик забудови під житловий комплекс «Меркурій» знаходиться на околиці м. Бровари. Існуючі інженерні мережі зафіксовані топографією М1:500. На генплані існуючої забудови проходять інженерні комунікації та мережі, які можливо використати для проектуемого житлового комплексу «Меркурій», так зокрема:

- системи водовідведення та каналізації прокладаються по робочим кресленням;
- теплотраса та теплові мережі прокладаються згідно робочих креслень «ТВ»;
- кабельні електромережі прокладаються відповідно робочих креслень «ЕТ».

Проектно-кошторисну документацію на будівництво житлового комплексу «Меркурій» розробляти по стадіям «П» та «РД» з обов'язковим проведенням громадських слухань та погодженням проекту на містобудівній раді міста.

При розробки проекту стадії «П» керуватись чинними вимогами:

- ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування і забудови територій»;
- ДБН Б.2.2-5:2011 «Благоустрій територій»;
- ДСП173-96 «Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів»;
- ДСанПІР «Державні санітарні норми та правила утримання територій»;
- ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;
- ДБН В.1.2-9:2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації»;
- ДБН В.2.1-10:2009 «Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні вимоги»;
- ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.

2.2. Генеральний план забудови житлового комплексу «Меркурій»

Генеральний план забудови та розпланування території будівництва виконані згідно містобудівних умов та обмежень виділеної земельної ділянки та у відповідності з вимогами наступних державних норм та правил:

- ДСП 173-96 «Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів»;

- ДСанПіН «Державні санітарні норми та правила утримання територій населених місць»;

- ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування і забудова територій»;

- ДБН 360-92 «Містобудування. Планування і розбудова міських і сільських поселень»;

- ДБН Б.2.2-5:2011 «Благоустрій територій»;

- ДБН В.2.2-15:2015 «Житлові будинки. Основні положення»;

- ДБН В.2.2-17:2006 «Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення».

Генеральний план забудови житлового комплексу «Меркурій» спроектовано відповідно до чинних вимог, згідно містобудівних вимог та обмежень виданих Головним управлінням з питань архітектури та містобудування.

Топо-геологічні умови майданчику забудови визначені на стадії перед проектних робіт. Рельєф ділянки проектуємої забудови спокійний, ухили рельєфу незначні і знаходяться в межах від 0,5% до 6,5%. Горизонт підземних вод визначено на глибині -13,250 – -13,550м від рівня земної поверхні.

Сезонне колювання підземних вод становить +0,55м. По відношенню до бетону та металу підземні води за хімічним складом не агресивні. Глибина промерзання ґрантів в зимовий період не перевищує 0,95м. Сучасні екзогенні процеси та явища представлені у вигляді можливого морозного пучення супісків та пісків дрібних середнього ступеня водонасичення шару сезонного відтавання при промерзанні відсутні.

Ділянка, відведена під будівництво, розташована поблизу дороги, що забезпечує гарне транспортне сполучення житлового комплексу з центром

міста та його інфраструктурою. Довкола будівлі, що зводиться, є можливість безперешкодного проїзду пожежних машин.

Розпланування території забудови по першій та другій черги проектуемого будівництва не порушає вимог інсоляції самої забудови та навколишніх будівель. Проектована орієнтація будівель житлового комплексу, відносно сторін світу, забезпечує умови нормативного природнього освітлення та нормативні вимоги інсоляції житлових приміщень.

Рішенням генерального плану забезпечується проїзд для пожежних автомобілів по всьому периметру будівлі. В разі виникнення пожежі, передбачений доступ вогнеборців в кожен квартиру.

2.3. Об'ємно - планувальні та архітектурно – конструктивні рішення другої черги житлового комплексу «Меркурій»

За основний несучий остовом всіх житлових будівель комплексу, прийнято монолітний залізобетонний каркас, змінної поверховості із різною конфігурацією та сіткою колон і пілонів. Будівельні схеми розроблені по каркасно-монолітній системі.

Конструктивна системи всіх будівель каркасу, розроблена під кожен будівлю індивідуально за рамно-зв'язковою конструктивною схемою. Сітка колон каркасів будівель не регулярна. Висота типового поверху прийнята 3,300м. Кожен залізобетонний каркас будівель складається з вертикальних пілонів що жорстко з'єднуються з плитами перекриття, що у статичному плані є плоскими дисками. Такі диски є типовими монолітними залізобетонними плитами перекриття. Плити перекриттів (як горизонтальні диски жорсткості) в межах каркасу у плані утворюють замкнуту монолітну залізобетонну раму, що жорстко з'єднана з колонами та пілонами. Завдяки такому жорсткому з'єднанню забезпечується жорсткість та стійкість всього каркасу. (рис. 2.1).

НУБІ

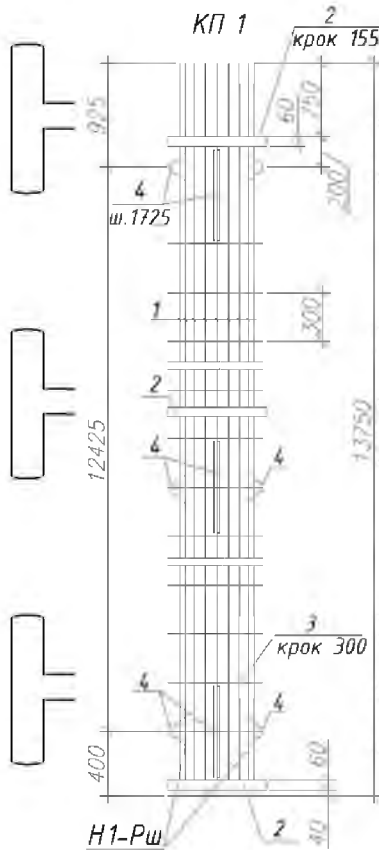


Рис. 2.1. Об'ємно-просторові рішення другої черги

Крім того, просторова система, створена залізобетонним ядром та плитами перекриттів забезпечує стійкість будинку в обох напрямках.

2.4. Характеристика основних конструктивних елементів

Рівень поверхні землі за абсолютною позначкою становить 1В1,300. Фундаменти будівель запроєктовані пал'єві з плитним ростверком. Палі бурі ін'єкційні глибиною занурення 13,0 - 15,0м в залежності від поверховості будівель. Діаметр палі постійний $d=500\text{мм}$, із бетону С25/30, (рис. 2.2). По пал'ях влаштовано плитний монолітний залізобетонний ростверк товщиною 1000 - 1300мм, з бетону класу С25/30, з подвійним армуванням - нижня та верхня арматурні сітки. Абсолютна позначка верху ростверку становить 129,860, що відповідає глибині закладання фундаментів - 3,700м. Під фундаментною плитою відсипається шар щебню товщиною 100мм пропитаний бітумом для захисту від ґрунтової вологі.

Рис. 2.2. Пал'я ПБ-5-13

НУБІП УКРАЇНИ

Зовнішні стіни підземної частини будівель з монолітного залізобетону із підсиленою зовнішньою гідроізоляцією. Стіни вище відмітки землі утеплені.

Пілони каркасу будівель монолітні залізобетонні, виконуються на висоту поверху, ширина 300мм, довжина 2400мм, бетон класу С25/30, армуються вертикальними стрижнями (рис. 2.3).

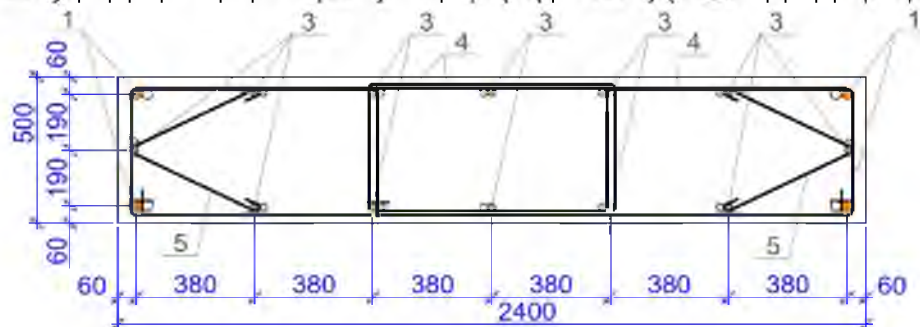


Рис. 2.3. Конструктивне рішення пілона

Типова монолітна залізобетонна плити перекриття без балочна, товщиною 200мм, бетон С30/35, армується арматурними сітками нижнього та верхнього та рядів (рис. 2.4).

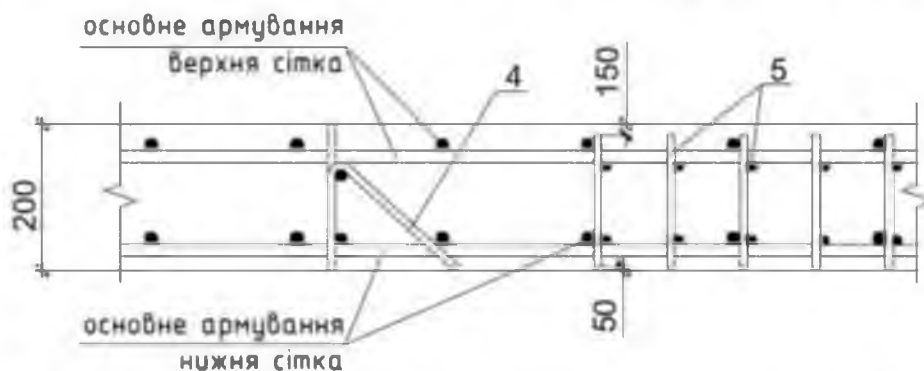


Рис. 2.4. Конструктивне рішення типової плити перекриття

Шахти ліфтів є однією з основних залізобетонних конструкцій каркасу.

Монолітні залізобетонні стіни ліфтів та сходових клітин, товщина яких становить 200, 250, 300мм, використовуються як ядра жорсткості у загальній об'ємно-просторовій структурі будівлі.

Сходи – монолітні залізобетонні. Ліфтові шахти виконуються з монолітного залізобетону завтовшки 300мм.

2.5. Опорядження будівель житлового комплексу «Меркурій»

2.5.1. Зовнішнє опорядження фасадів будівель

Згідно містобудівних умов та обмежень забудови земельної ділянки під житловий комплекс «Меркурій», зовнішнє оздоблення всього комплексу будівель виконується згідно затвердженого паспорту на опорядкування їх фасадів. Головні фасади будинків проходять вздовж магістральної вулиці.

Фасади будівель органічно вписуються в зовнішнє оточуюче природне середовище та гармонізується за форми та пропорціями. Поверхня фасадів представляє собою об'ємну фактуру виступаючих вертикальних членувань та горизонтальних елементів і западаючих окремих ділянок, що надає фасадам ритмічності та пропорційності. Кольорова гама оздоблення фасадів будівель передбачена в теплих тонах. Всі вікна будівель та вхідні двері запроектовані металопластиковими, молочно білого кольору із забезпеченням подвійним склопакетом.

2.5.2. Внутрішнє опорядження

Внутрішнє опорядження прийняте в залежності від функціонального призначення приміщень відповідно вимогам санітарних норм і правил, а також протипожежним вимогам у відповідності до оздоблювальних матеріалів.

Внутрішнім опорядженням передбачено.

1. Підлоги:

- приміщення вестибюлів, холів, коридорів опоряджуються керамічною плиткою із неслизькою поверхнею;
- приміщення підвальної частини, електрощитових, теплових пунктів, сходів, сходових площадок запроектовані із покриттям цементно-піщана стяжка;
- житлові приміщення лінолеуме покриття на клею, в ванних кімнатах та вбиральнях керамічна плитка.

2. Стелі:

- тамбурів та коридорів підвідні з негорючих матеріалів;
- технічних приміщень, електрощитових, індивідуальних теплових пунктів шпаклювання та водоемульсійне фарбування;
- стелі житлових приміщень передбачені з поліпшеною штукатуркою, шпаклюванням та фарбуванням.

3. Стіни:

- технічних приміщень, електрощитових, теплових пунктів опоряджуються простою штукатуркою, шпаклюванням та масляним фарбуванням;
- стіни ванних кімнат та вбиральнь опоряджуються керамічною плиткою;
- решта стін штукатуряться, шпаклюються та фарбуються водоемульсією.

2.6. Доступність будівлі для маломобільних груп населення

У проєкті згідно до вимог ДБН В.2.2-17:2006 передбачені умови для безперешкодної життєдіяльності інвалідів та інших громадян з обмеженими можливостями:

- запроектовано безпечні підходи та під'їзди до будівлі;
- визначені місця на відкритих автостоянках, які позначені спеціальною розміткою та спеціальними знаками;
- в місцях значних перепадів висот по дорогах влаштовані пандуси та пониження бортового каменю;
- для маломобільних груп населення, вхідні площадки облаштовані навісами;
- всі входи до будівлі обладнано пандусами шириною 1,5 м з уклоном не більше 10%;
- ширина площадок перед входами становить 1,5 м;
- вхідні тамбури, мають ширину не менше 2,5 м та глибину 2,0 м;
- дверні отвори запроектовано шириною 1,0 м;
- коридори мають ширину 1,6 м;
- ліфти для пересування маломобільних груп населення передбачені з габоритом кабіни 2,1x1,1м;

шляхи руху маломобільних груп населення всередині будівлі спроектовані відповідно нормативних вимог шляхів евакуації людей з будівлі.

2.7. Розрахунок товщини утеплювача для вентилязованого фасаду

Розрахунок нормативної товщини утеплювача для вентилязованого фасаду житлового комплексу «Меркурій» виконано згідно вимог ДБН В.2.6-31:2016 "Теплова ізоляція будівель". Конструкція зовнішніх стін вентилязованого фасаду представлена на рис. 2.5.

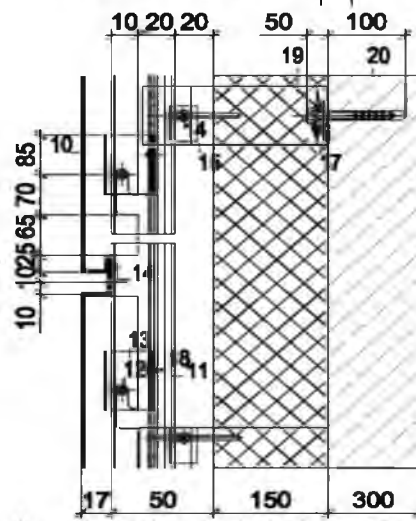


Рис. 2.5. Вузол влаштування вентилязованого фасаду

Зовнішні стіни мають коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_p = 0,31$ Вт/(м·К).

Утеплювач приймаємо товщиною 150 мм з розрахунковим коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_p = 0,034$ Вт/(м·К).

Для конструкцій зовнішніх стін нормативне мінімальне допустиме значення $R_{a, \min}$ (опір теплопередачі) для громадських і житлових будівель повинен дорівнювати не менш $3,3$ м²·К/Вт.

Загальний опір теплопередачі визначаємо за формулою:

$$R_0 = 1/\alpha_{\text{в}} + R_1 + R_2 + 1/\alpha_{\text{н}}.$$

$$\alpha_{\text{в}} = 8,71 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К});$$

$$\alpha_{\text{н}} = 23,1 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К}),$$

тоді фактичний опір теплопередачі буде дорівнювати:

$$R_0 = 1/\alpha_{\text{в}} + R_{\text{стін}} + R_{\text{тепл}} + 1/\alpha_{\text{н}} = 1/8,71 + 0,3/0,31 + 0,15/0,034 + 1/23,1 = 5,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт};$$

Таким чином, $R_o \geq R_{q \min} = 5,5 > 3,3 / \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт/}$.

Відповідно вимог ДБН В. 2016.2.6-31, товщина утеплювача забезпечує теплоізоляцію зовнішніх стін.

2.8. Інженерно-технічне обладнання будівель

2.8.1. Мережі водопровідно-каналізаційного господарства

Підключення водопровідної мережі згідно технічних умов здійснюється від міської водопровідної мережі $D=400\text{мм}$ з тиском 12,0 атм. На місці врізки передбачено встановлення запірної арматури у влаштуваному колодці.

Колодязь запроектований $\text{Ø}1200\text{мм}$, $H=2400\text{мм}$ по типовим кресленням проекту ВК902-09-22.85. Для забезпечення будівлі водою на господарчо-питні потреби в будівлю запроектовано водопровідні труби НПВХ $\text{Ø}120\text{мм}$. На ввіді в кожен будинок передбачено встановлення водомірного вузла з лічильником холодної води МТ-ОН2,5 Т40.

Для зовнішнього пожежегасіння забір води здійснюється від існуючих пожежних гідрантів, що розташовані на водопровідній мережі на відстані 50,0 м від проектуємої забудови. Нормативні витрати води на пожежегасіння 10 л/сек.

Відповідно до технічних умов, приєднання каналізаційних мереж є існуючі міські каналізаційні мережі. Приєднання здійснюється через облаштування колодязів на зовнішній каналізаційній мережі. Колодязі спроектовані згідно креслень типового проекту 902-09-22.84, $\text{Ø}1000\text{мм}$, із збірних залізобетонних кілець. Каналізаційну мережу спроектовано із труб ПВХ $\text{Ø} 120 \text{ мм}$.

В кожному будинку комплексу передбачено системи:

- господарсько-питного та протипожежного водопроводу;
- гарячого водопостачання;
- господарча-побутовій каналізації.

Для обліку водоспоживання в кожній будівлі передбачаються:

- водомірний вузол холодної водопостачання;
- вузол обліку тепла;

- в кожній квартирі встановлюються лічильники холодної та гарячої води.

2.8.2. Опалення житлового комплексу «Меркурій»

Опалення житлового комплексу «Меркурій» здійснюється двома даховими котельними які встановлюються у технічних приміщеннях дахів першого та другого пускових комплексів. Передбачено дві самостійні системи опалювання:

- система опалювання житлових приміщень;
- система опалювання приміщень суспільного призначення.

В житлових приміщеннях встановлюються нагрівальні опалювальні прилади з номінальним тепловим потоком однієї секції 0,15 кВт

Система опалювання передбачена з верхньою розвідкою падаючого трубопроводу. Стояки систем для житлових приміщень однотрубними П-образними, для приміщень суспільного призначення двотрубні вертикальні.

2.8.3. Системи вентиляції

Для житлових приміщень повітрообмін визначено по кратності обертання повітря, а для приміщень суспільного призначення з умов забезпечення санітарної норми. Вентиляція будинку прийнята припливна-примусова.

Витяжка повітря здійснюється по вентиляційним канал в кухнях, ванних кімнатах та санвузлах. Канали вентиляції прямокутної форми розташовані у стінах будівлі. У приміщеннях суспільного призначення вентиляція припливна-механічна.

2.8.4. Електропостачання

Силову електроенергію споживають:

- електроприводи ліфтів;
- насоси протипожежного водопроводу;
- насоси питного водопостачання;
- сантехнічно-технічні системи вентиляції.

Всі силові агрегати будівель живляться від індивідуальних розподільних електропристроїв.

Електроосвітлення передбачено від пристроїв робочого, аварійного (евакуаційного), ремонтного освітлення.

Зовнішнє електроосвітлення передбачено для освітлення території вулиці світильниками із натрієвими лампами високого тиску. Управління освітленням здійснюється від автоматичної панелі зовнішнього електроосвітлення, що розміщується у трансформаторній підстанції.

2.9. Проектні заходи з енергозбереження

Запроектований житловий комплекс «Меркурій» відповідає всім сучасним вимогам по енергозбереженню що до будівель житлового призначення. В ньому запроектовано та передбачені наступні проектні заходи:

1. При всіх входах в будівлі, запроектовані температурні тамбури;
2. Всі вхідні та тамбурні двері оснащені автоматичними приладами самозачинення з тепловим ущільненням притулів дверей.
3. Опір теплопередачі зовнішніх огорожуючих конструкцій прийнято на 2,0% нижче нормативного;
4. Теплові мережі та система розводки системи теплопостачання всіх будівель виконується з попередньою теплоізоляцією труб із пінополіпропелену з коефіцієнтом теплопровідності $0,04 \text{ Вт/м}^\circ\text{C}$, що зменшує втрати щільність теплового потоку порівняно з традиційною теплоізоляцією на 50 %;
5. Проектом передбачено автоматичне регулювання витрат теплової енергії на опалення та вентиляцію приміщень (системи АРТ та АРД), що забезпечує подачу теплоносія в залежності від температури внутрішнього та зовнішнього повітря;
6. Всі системи вентиляційного обладнання оснащені частотними регуляторами подачі повітря, вентиляційні системи оснащені автоматичними регуляторами повітрообміну приміщень;

7. Проектом передбачено посилене ушільнення теплоізоляції інженерних комунікацій які розташовані у підвальних приміщеннях та вентиляційних шахт всіх будівель;

8. Всі системи енергозабезпечення будівель оснащені приладами та контролерами обліку споживання енергоресурсів;

9. Проектом передбачено максимальне використання систем вентиляції із природнім спонуканням;

10. У припливних системах вентиляції запроектована автоматизація;

11. Нагрівальні прилади системи опалення в кожному приміщенні обладнано терморегуляторами;

12. На рамках управління кожної будівлі встановлено регулятори температури та тиску теплоносія;

13. Передбачено використання сучасного енергозберігаючого електрообладнання групи «А»;

14. Передбачено окремий облік активної та реактивної енергії;

15. Проектом передбачено використання лінії електроживлення зовнішніх та внутрішніх мережах із урахуванням мінімальних втрат напруги;

16. Управління освітлення ліфтових холів, коридорів, сходових клітин виконується автоматизовано із застосуванням вимикачів затримки відключення;

17. В електроосвітленні використовуються енергосберігаючі освітлювальні лампи LED;

18. Зовнішнє освітлення «включається» - «відключається» автоматично від центральної системи керування електрозабезпечення;

2.10. Техніко-економічні показники проекту

Економічні показники житлових будівель за економічними показниками визначають по:

- об'ємно-планувальними рішенням;

НУБІП України

- конструктивним рішеннями;
- комфортності та організацією санітарно-технічного обладнання;
- співвідношення житлової і підсобної площі;
- висотою приміщень.

Проекти житлових будівель характеризуються показниками:

НУБІП України

- площа забудови (m^2);
- загальна площа (m^2);
- будівельний об'єм (m^3);
- житлова площа (m^2).

НУБІП України

Житлову площу квартири визначають як суму площ житлових кімнат плюс площа кухні. Загальну площу квартир розраховують як суму площ житлових та підсобних приміщень, веранд, вбудованих шаф, лоджій, балконів, терас, що підраховуються із знижуючими коефіцієнтами:

НУБІП України

- для лоджій 0,5;
- для балконів і терас 0,3.

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ
ЖИТЛОВОГО КОМПЛЕКСУ "МЕРКУРІЙ"

секція	кількість	кількість поверхів				загальна площа квартир /м2/		кількість квартир на секцію			
		загаль.	житл.	громад.	тех.	поверх	секція	1 кімн.	2 кімн.	3 кімн.	всього
A-1	1	11	9	1	1	395.06	395.06x9=3 555.54	18	36	—	54
A-2	1	13	11	1	1	353.12	353.12x11=3 884.32	—	22	22	44
A-3	1	17	15	1	1	395.06	395.06x15=5 925.90	30	60	—	90
A-4	1	22	20	1	1	395.06	395.06x20=7 901.20	40	80	—	120
Б-1	1	12	10	1	1	439.66	439.66x10=4 396.60	60	20	—	80
Б-2	1	15	13	1	1	402.72	402.72x13=5 235.36	13	26	26	65
В-1	1	18	16	1	1	274.11	274.11x16=4 385.76	32	16	16	64
В-2	1	19	17	1	1	274.11	274.11x17=4 659.87	34	17	17	68
В-3	1	20	18	1	1	274.11	274.11x18=4 933.98	36	18	18	72
всього по комплексу:							44 878.53	263	295	99	657

НУБІП України

3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ
3.1. Розрахунок каркасу будівлі, секція Б-2, 15 поверхів

Для розрахунку каркасу будівлі секції Б-2 у п'ятнадцять поверхів, другої пускової черги житлового комплексу «Меркурій» у м. Бровари використовуємо інтегрований програмний комплекс «МОНОМАХ» з пакетом підсистем. На основі архітектурно-будівельних креслень розроблено просторову 3-D модель каркасу зазначеної будівлі (рис.3.1–3.2).

Використовуючи підсистему «КОМПОНОВКА» розроблена просторова розрахункова схема каркасу будівлі (рис. 3.3).

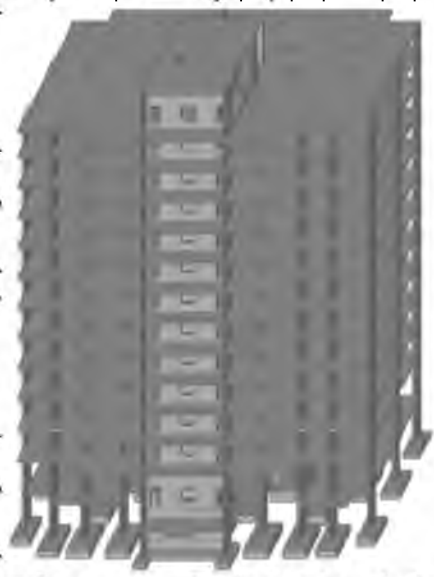


Рис. 3.1. 3-D модель будівлі



Рис. 3.2. 3-D модель підвалу



Рис. 3.3. Просторова розрахункова схема каркасу

3.1.1. Збір навантажень на каркас будівлі секції Б-2

Навантаження збираємо з вантажної площі типового поверху (рис. 3.4).

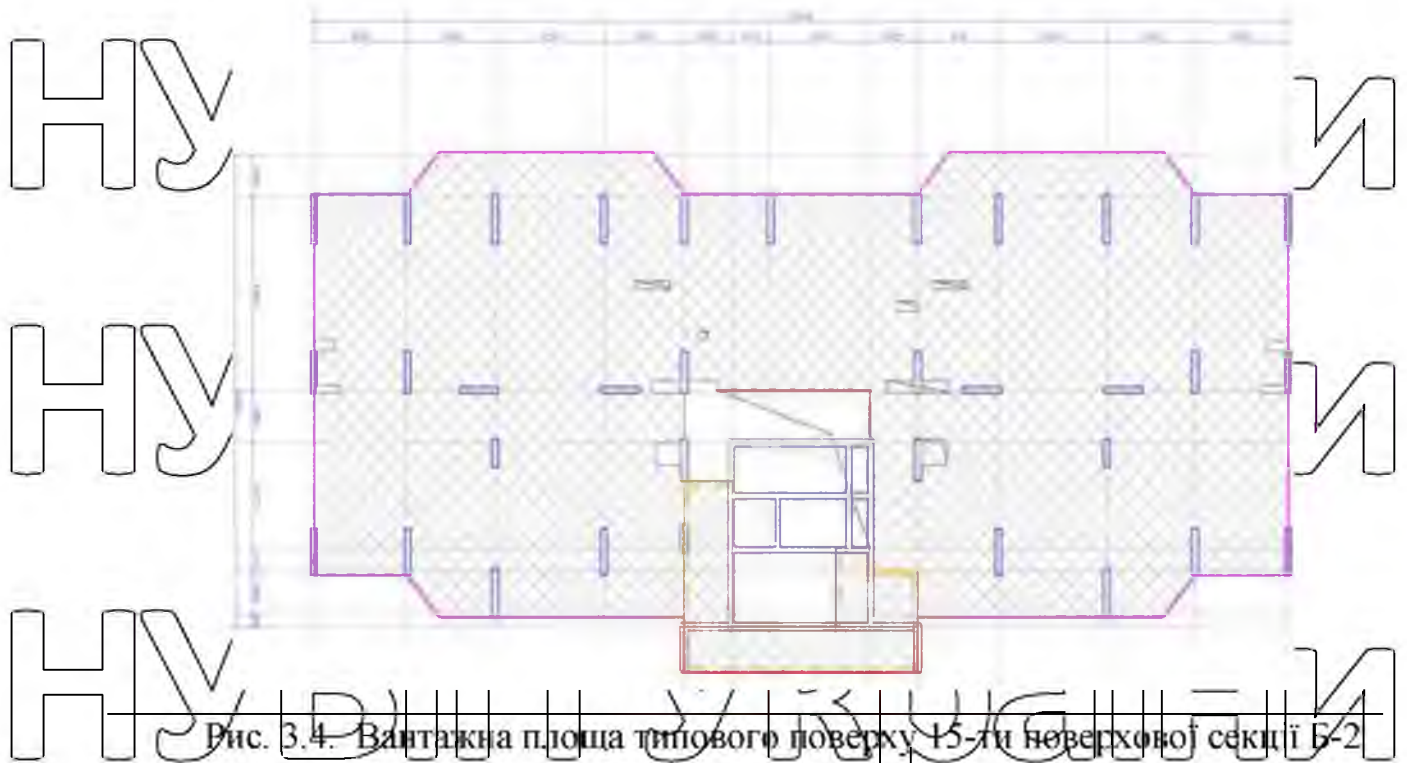


Рис. 3.4. Вантажна площа типового поверху 15-ти поверхової секції Б-2

Результати збору навантажень зведено у таблицю 3.1.

Таблиця 3.1

Визначення навантажень секція «Б-2» (15 поверхів)

ТИПОВИЙ ПОВЕРХ (15)					
№	Назва конструктивного елемента	Площа, м ²	Об'єм, м ³	Густина ваги, кг/м ³	Вага, т
1	2	3	4	5	6
I. ВЛАСНА ВАГА					
1	Зовнішні стіни (цегла)	31,800	95,400	3000	171,720
2	Колони (з/б)	14,625	43,875	3000	129,600
3	Перекрыття (з/б)	601,600	150,400	2500	376,000
4	Ядро жорсткості (з/б)	9,625	28,875	2500	72,188
5	Сходи	32,660	3,919	2500	9,798
ВСЬОГО					739,394
II. КОРИСНА ВАГА					
1	Перегородки	601,600	-	75 кг/м ²	45,120
2	Житлова	601,600	-	150 кг/м ² x 1.4	126,336
ВСЬОГО					171,456
ВСЬОГО ТИП ПОВЕРХ					910,85
ПІДВАЛ					
I. ВЛАСНА ВАГА					
	Огороджуючі стіни (з/б)	63,600	63,6x3,3=209,88	2500	524,700
	Перекрыття (з/б)	601,600	150,400	2500	376,000
II. КОРИСНА ВАГА					
1	Перегородки	700	-	75 кг/м ²	52,500
2	Устаткування	700	-	150 кг/м ² x 1.4	14,700
ВСЬОГО ПІДВАЛ					1072,156

ТЕХНІЧНИЙ ПОВЕРХ

		I. ВЛАСНА ВАГА			
	Огорожуючі стіни (з/б)	31,800	95,400	1800	171,720
	Перегородки	601,800		75 кг/м ²	45,120
2	Устаткування	601,600		150 кг/м ² x 1.4	126,336
ВСЬОГО ТЕХ. ПОВЕРХ					343,176

ДАХ

		I. ВЛАСНА ВАГА			
	Перекрыття (з/б)	601,600	150,400	2500	376,000
	Утеплювач, ізоляція	601,600	90,240	2000	180,480
		СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ			
	Коефіцієнт 1,4	601,600		100 кг/м ²	60,160
ВСЬОГО ДАХ					616,640

ВСЬОГО ПО СЕКЦІЇ Б-2 (15 поверхів)

Середнє навантаження на 1м²
еквівалентного поверху

15 694,722 т
(26,088 т/м²)

$$\frac{13873,02}{15 \cdot 601,6} = 1,54 \text{ т/м}^2$$

3.1.2. Моделювання прикладання навантажень на каркас секції Б-2

Схеми навантажень на каркас будівлі наведено рис. 3.5 – 3.8.

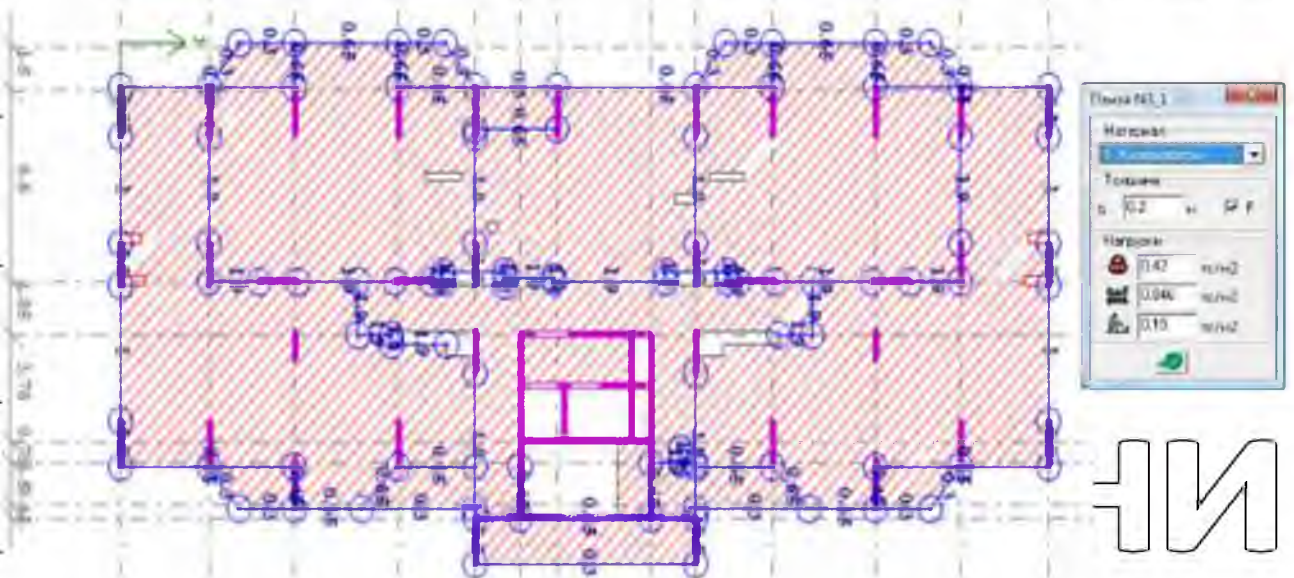


Рис. 3.5. Навантаження постійні

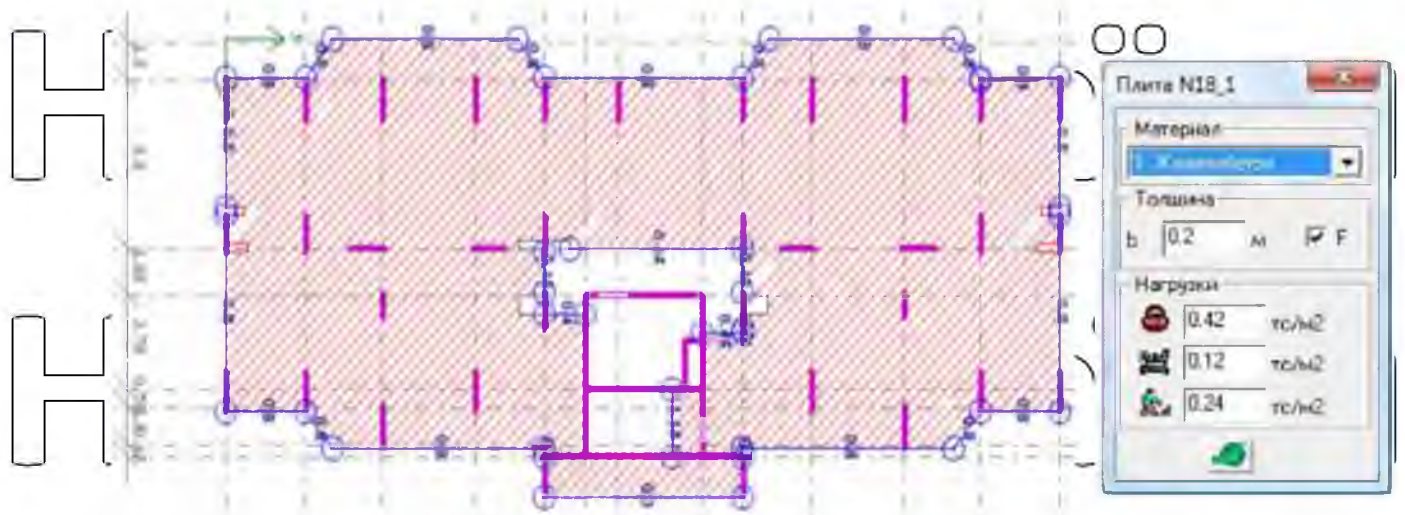


Рис. 3.6. Навантаження розрахункове

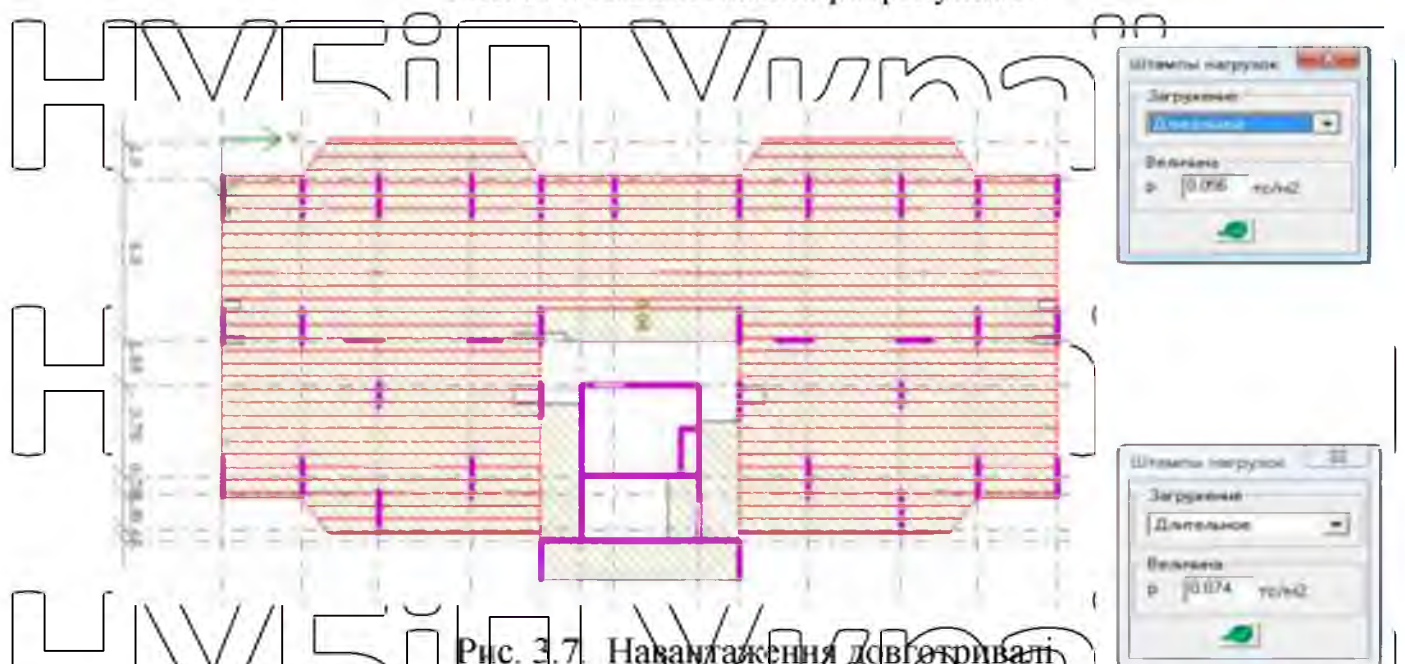


Рис. 3.7. Навантаження довготривалі



Рис. 3.8. Навантаження короткочасні

3.1.3 Розрахунок каркасу будівлі секція Б-2

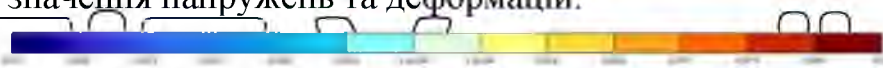
При визначенні деформацій та напружень в елементах каркасу будівлі змодельована – жорстка схема (жорстке заземлення каркасу будівлі) для визначення навантажень в основі стін та плонів на обрізі фундаменту ростверку.

При розрахунку на вітрові навантаження (ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження та впливи»), згідно пунктів 4.9 та 4.10 розрахунок каркасу за першим граничним станом виконується на дію граничних розрахункових навантажень, а за другим граничним станом по експлуатаційним навантаженням. Для об'єктів масового будівництва коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням вітрового навантаження $\gamma_{fe} = 0.21$ (ДБН 1.2-2:2006 п. 9.15 табл. 9.3), а коефіцієнт за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження $\gamma_{fm} = 1.14$ (ДБН 1.2-2:2006 п. 9.14).

Таким чином, введений в таблиці «1,1» коефіцієнт K призначений для переходу від експлуатаційного до граничного значення і дорівнює:

- а) для першого граничного стану: $K = \frac{\gamma_{fm}}{\gamma_e} = \frac{1.14}{0.21} = 5.43$
- б) для другого граничного стану: $K = 1.0$

В зв'язку з великим обсягом інформації на рис. 3.8 - 3.12 представлені максимальні значення напружень та деформацій.



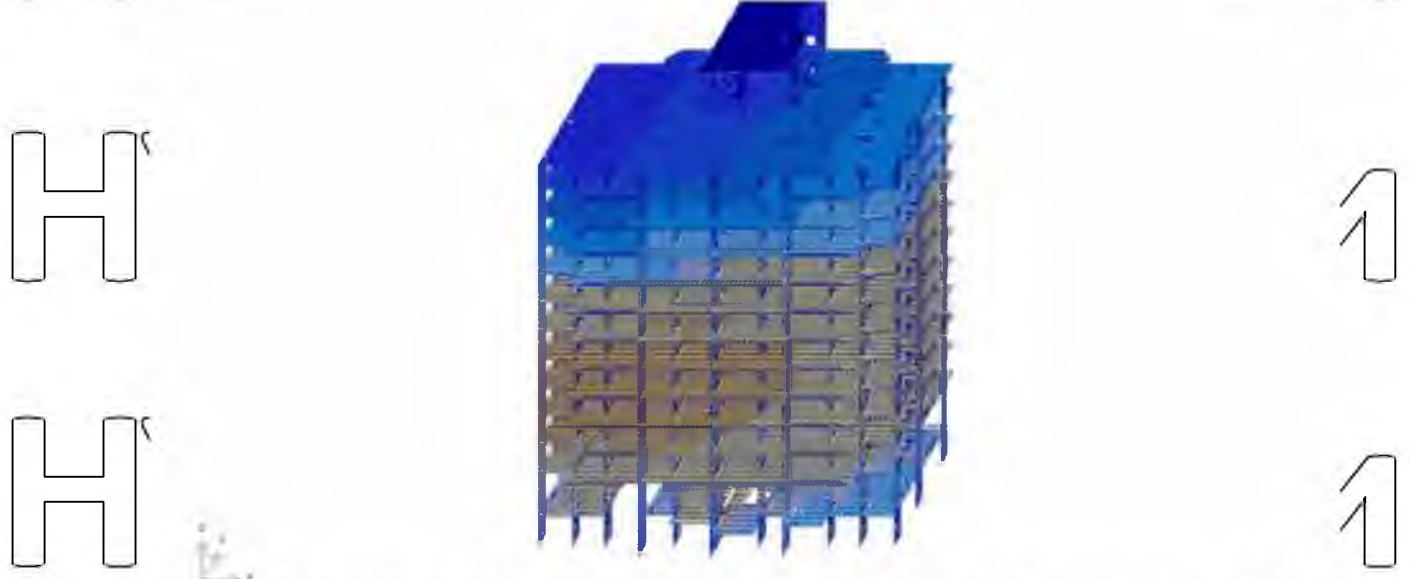
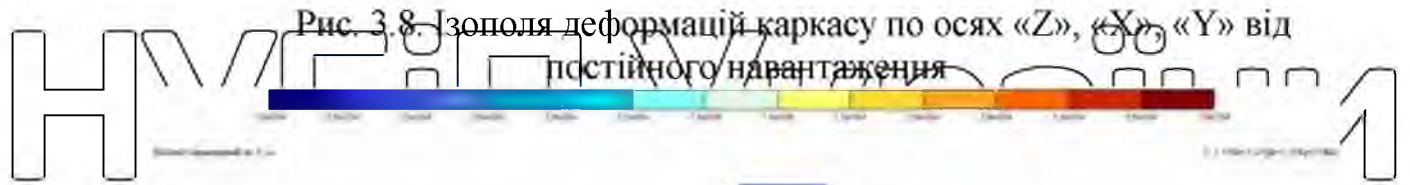


Рис. 3.9. Ізополю деформацій каркасу «Z», «X», «Y» розрахункового РЗН

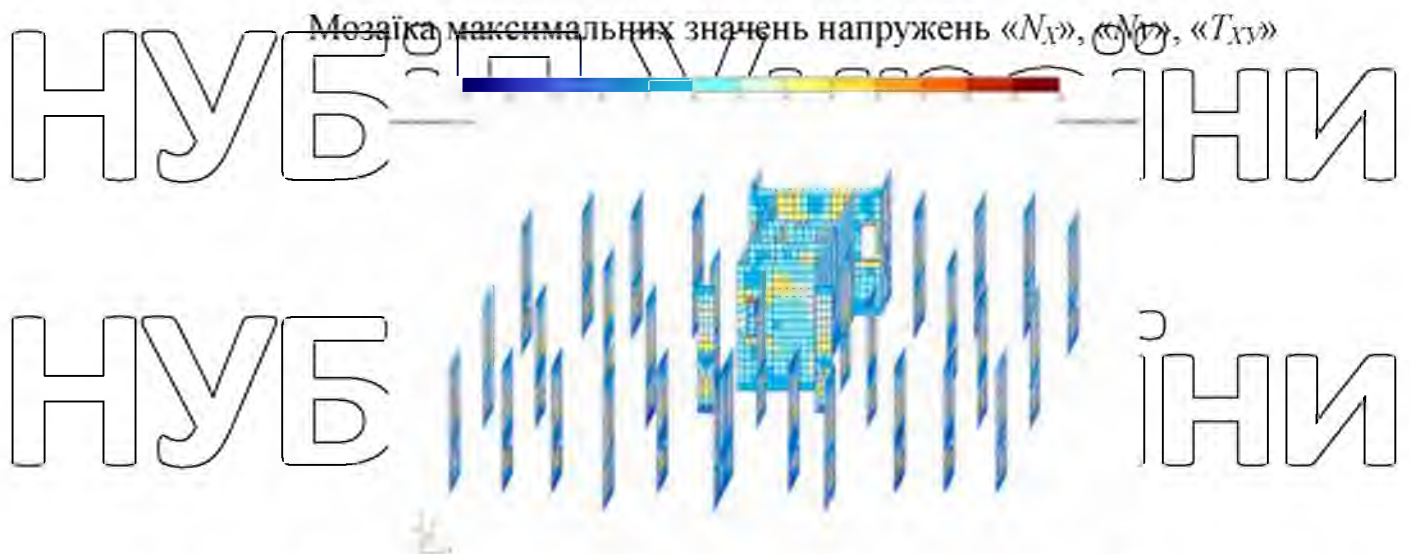


Рис. 3.11. Мозаїка максимальних значень напружень « M_x » розрахункове РЗН

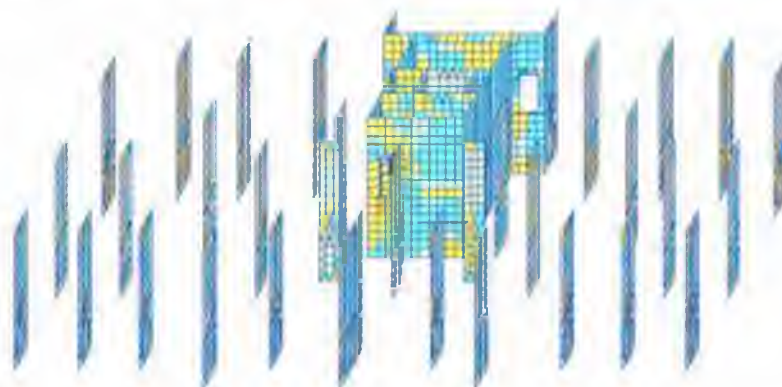


Рис. 3.12. Мозаїка максимальних значень « T_{xy} » розрахункове РЗН

3.1.4. Результати статичного розрахунку каркасу будівлі

Проведено аналіз статичного розрахунку. Визначені максимальні деформації та напруження в конструктивних елементах від розрахункового збігу навантажень (РЗН) наведено в табл. 3.2

Таблиця 3.2

Максимальні деформації по «X», «Y», «Z» каркасу будівлі, навантаження на стіни та пілони від різних комбінацій навантажень

№№ п/п.	Склад комбінації навантажень	Деформації (в см)			«Max» Навантаження (Мозаїка)		
		«X»	«Y»	«Z»	Стіни (пілони)		
					« M_x », Te/m ²	« N_y », Te/m ²	« T_{xy} », Te/m ²
1(5).	$1.0 \cdot (P_0 + D_1 + K_p) + K \cdot Be_1$	-0.68	-0.12	-2.7	±262	-1500	±356
2(6).	$1.0 \cdot (P_0 + D_1 + K_p) - K \cdot Be_1$	-1.2	-0.14	-2.8	±240	-1600	±434
3(7).	$1.0 \cdot (P_0 + D_1 + K_p) + K \cdot Be_2$	-0.92	0.072	-2.8	±242	-1600	±390
4(8).	$1.0 \cdot (P_0 + D_1 + K_p) - K \cdot Be_2$	-0.95	-0.27	-2.8	±249	-1600	±400

Визначений в результаті розрахунку максимальний перекося поверхів каркасу будівлі при в тривому навантаженні становить 1/1030, що не перевищує граничне значення 1/500 (ДСТУ Б В.1.2-3:2006, Розділ 7, п. 7.1, табл. 4, стор. 8).

Відносні переміщення:

$$h = 41.15 \text{ м}, \quad f_n = \sqrt{(0.24)^2 + (-0.35)^2} = 0.42 \text{ см}$$

$$\frac{f_n}{h} = \frac{0.42}{41.15 \times 100} = \frac{1}{9798} < \frac{1}{500}$$

Отримані результати відповідають вимогам – загальні деформації каркасу будівлі не перевищують гранично припустимі значення.

НУБІП України

3.2. Розрахунок плити перекриття секції Б-2

Плиту перекриття секції Б-2 розраховано з допомогою підсистеми «ПЛИТА» в інтегрованому програмному комплексі «МОНОМАХ». При розрахунку використані чисельні значення напружень та деформацій що отримані по результатам розрахунку каркасу будівлі.

НУБІП України

3.2.1. Збір навантажень що діють на плиту перекриття секції Б-2

Тип Підлоги	Найменування навантаження	Норм знач $g_n, \text{тс/м}^2$	γ_f	Розр знач $g_{ef}, \text{тс/м}^2$
1.	Постійна на перекриття			
1.1.	Хол, гостина, спальня, кухня, коридор, санвузол, ліфтовий хол, балкон, лоджія – тип 1, 2, 3, 4		-	0.22
1.2	Покриття (сумішена покривля)		-	0.42
	Навантаження від перегородок внутрішньо квартирних			0.20
	Тимчасова на перекриття			
	а) квартири (п 1, табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006)			
	короткочасна	0.115	1.3	0.150
	тривала	0.035	1.3	0.046
	б) на сходи, коридори (п 12-а, табл 6.2)			
	короткочасна	0.200	1.2	0.240
	тривала	0.100	1.2	0.120
	в) на балкони, лоджії (п 10-а, табл 6.2)			
	короткочасна	0.115	1.2	0.138
	тривала	0.085	1.2	0.102
	г) технічні поверхи (п 3, табл.6.2)			
	короткочасна	0.080	1.2	0.096
	тривала	0.120	1.2	0.144
	д) суспільні поверхи (п 2, табл 6.2)			
	короткочасна	0.115	1.2	0.138

Снігова на суміщене покриття:

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження (по схемі 8)

$$S_p = (0.4S_0 - S) C = (0.4 * 1.55 - 0.16) * 3.90 = 1.80 \text{кПа} = 0.18 \text{тс/м}^2$$

Граничне розрахункове значення снігового навантаження (по схемі 8)

$$S_m = \gamma S_0 C = 1.14 * 1.55 * 3.90 = 6.89 \text{кПа} = 0.689 \text{тс/м}^2$$

Де $\gamma = 1.14$ – табл. 8.1 – при терміні експлуатації будівлі 100 років

0.510
0.180

НУБІП України

НУБІП України

Склад основних характеристик горизонтальних навантажень (вітер) згідно ДБН:

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

Склад основних характеристик сейсмічних навантажень згідно ДБН:

- Нормативна сейсмічна інтенсивність	- 6
- Відносне прискорення ґрунту в долях від „g”	- 0.05
- Категорія ґрунту по сейсмічним властивостям	- «ІІ»
- Коеф. не пружних деформацій „ K_1 ”	- 0.25
- Коеф. відповідальності споруди „ K_2 ”	- 1.0
- Коеф. нелінійного деформування ґрунту „ K_{gr} ”	- 1.0
- Поправочний коефіцієнт	- 1.0

3.2.2. Характеристичні значення прийнятих матеріалів

Клас бетону	C25/30
Вид бетону	
Розрахунковий опір бетону на стиск	1730
Модуль пружності бетону	3.31e+005
Клас поперечної арматури (вздовж X)	A400C
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягування	37500
Модуль пружності арматури	2e+007
Клас поперечної арматури (вздовж Y)	A400C
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягування	37500
Модуль пружності арматури	2e+007
Клас поперечної арматури	A240C
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягування	18000

$$\mu = 1 + (1/h)(m_1 L_1' + m_2 L_2') = 1 + (1/8)(0.4 * 31 + 0.46 * 23) = 1 + 23/8 = 3.90$$

$m_1 = 0.4$ – для плоского покриття

$$m_2 = 0.5 k_1 k_2 k_3 = 0.5 * 0.91 * 1 * 1 = 0.46$$

$$k_1 = \sqrt{a/21} = \sqrt{17.3/21} = 0.91; k_2 = 1; k_3 = 1$$

$C_e = 1$ - п. 8.9 – за відсутності даних про режим експлуатації кривлі

$C_{alt} = 1$ - п. 8.10 – для будівлі, розміщеної в місцевості, де висота над рівнем моря $H < 0.5$ км

Отже, короткочасне значення снігового навантаження

$$S = 6.89 - 1.8 = 5.10 \text{ кПа} = 0.510 \text{ тс/м}^2$$

від нижньої грані	3
від верхньої грані	3

3.2.3. Розрахункова схема плити перекриття секції Б-2

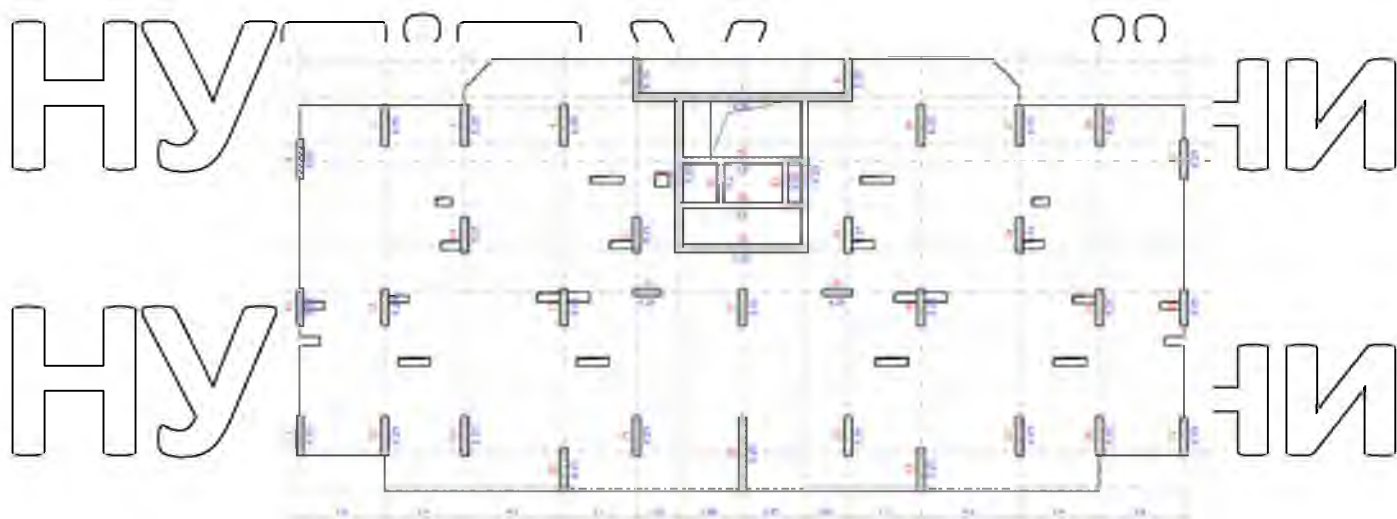


Рис. 3.13. Розрахункова схема МСЕ плити перекриття секції Б-2

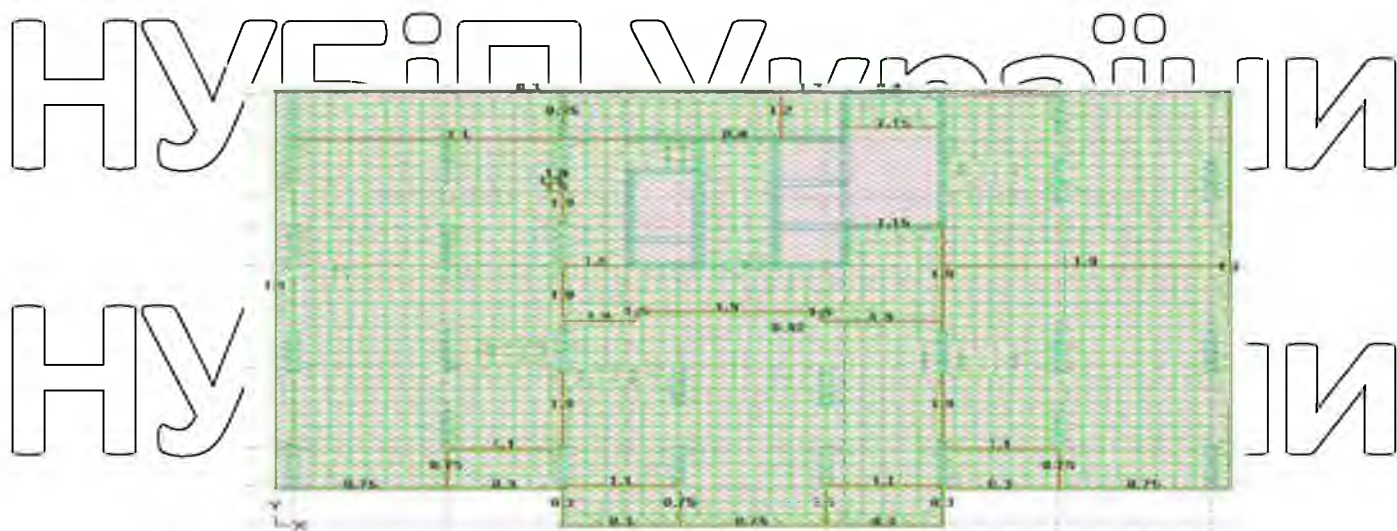


Рис. 3.13. Схема комбінацій навантажень на плиту перекриття секції Б-2

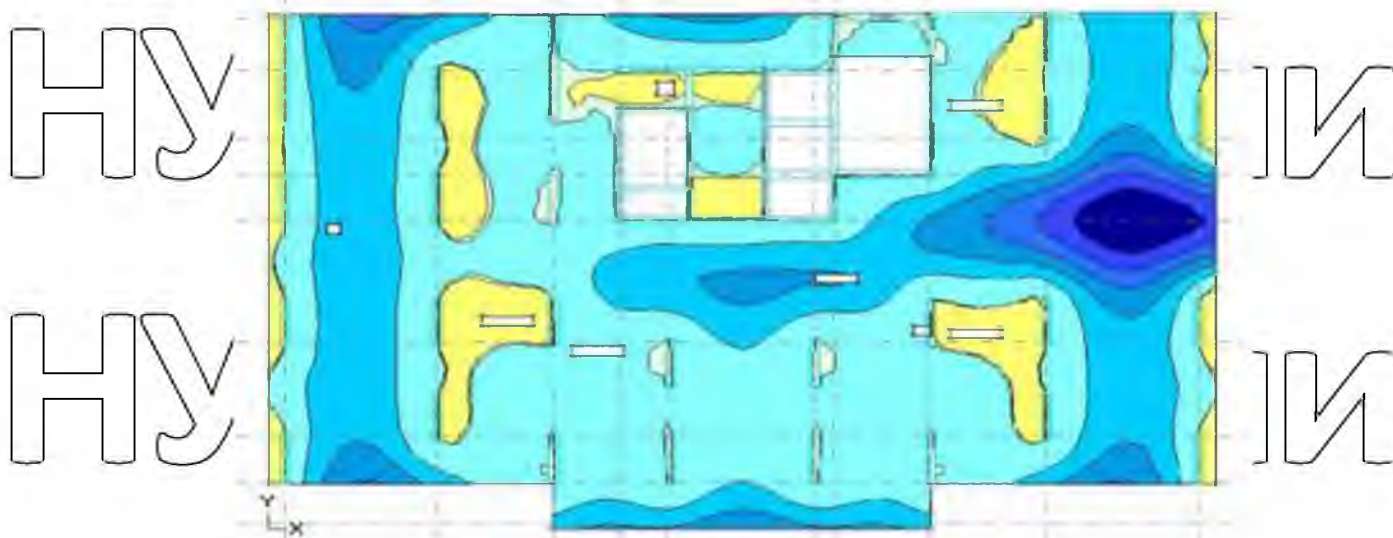


Рис. 3.14. Ізодоля переміщень до осі «Z» плити перекриття секція Б-2

3.2.4. Аналіз розрахунку плити перекриття секції Б-2

Згідно вимог ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини та переміщення» - прогини (вертикальні переміщення) конструктивних елементів, що працюють на прогин (вигинами) повинні задовільняти основну умову:

$$f \leq f_u,$$

де f – прогин (вигин) та переміщення конструкції, визначені із урахуванням факторів, що впливають на їхні значення;

f_u – граничний прогин (вигин) іта переміщення, встановлені нормами проектування.

За таблицею 1, ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини та переміщення. Вимоги проектування» вертикальні граничні прогини конструкцій від навантажень, приймаємо за вихідними даними розрахунку плити перекриття згідно конструктивних вимог, що становить $f_u = l/200$.

$$f_u = 6000/200 = 30(\text{мм}).$$

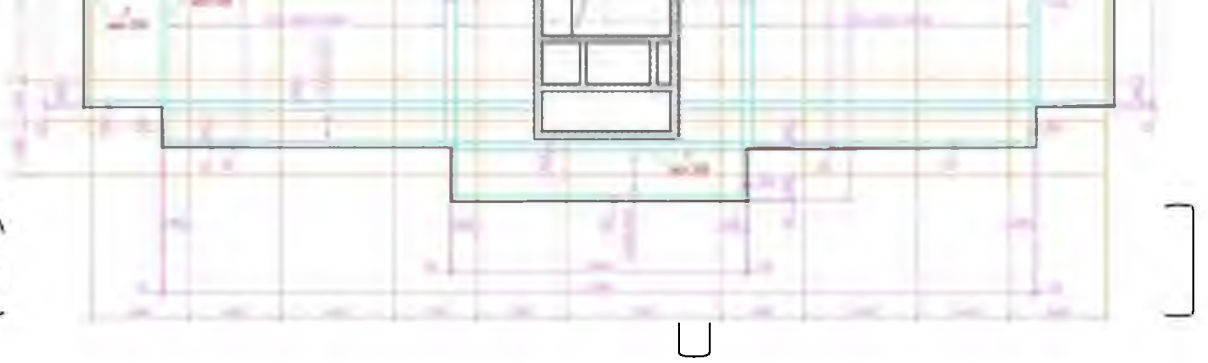
По результатам розрахунку в ПК МОНОМАХ максимальне значення переміщень становить $f = 4,41 \text{ мм}$, отже, $f \leq f_u = 4,41 < 30$ - основна вимога виконується.

3.2.5. Конструювання монолітної плити перекриття секція Б-2

Плиту перекриття армуємо нижньою та верхньою арматурою (рис. 3.15 - 3.18).



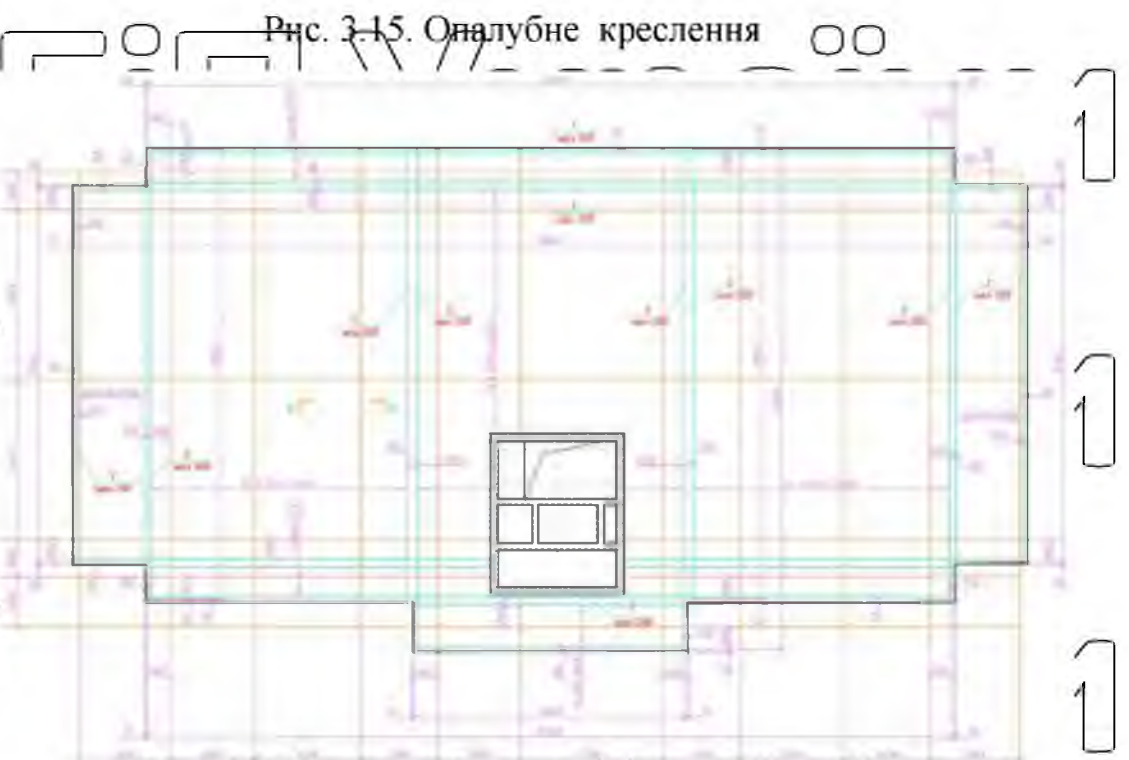
НУ



НУБІП України

НУ

Рис. 3.15. Опалубне креслення

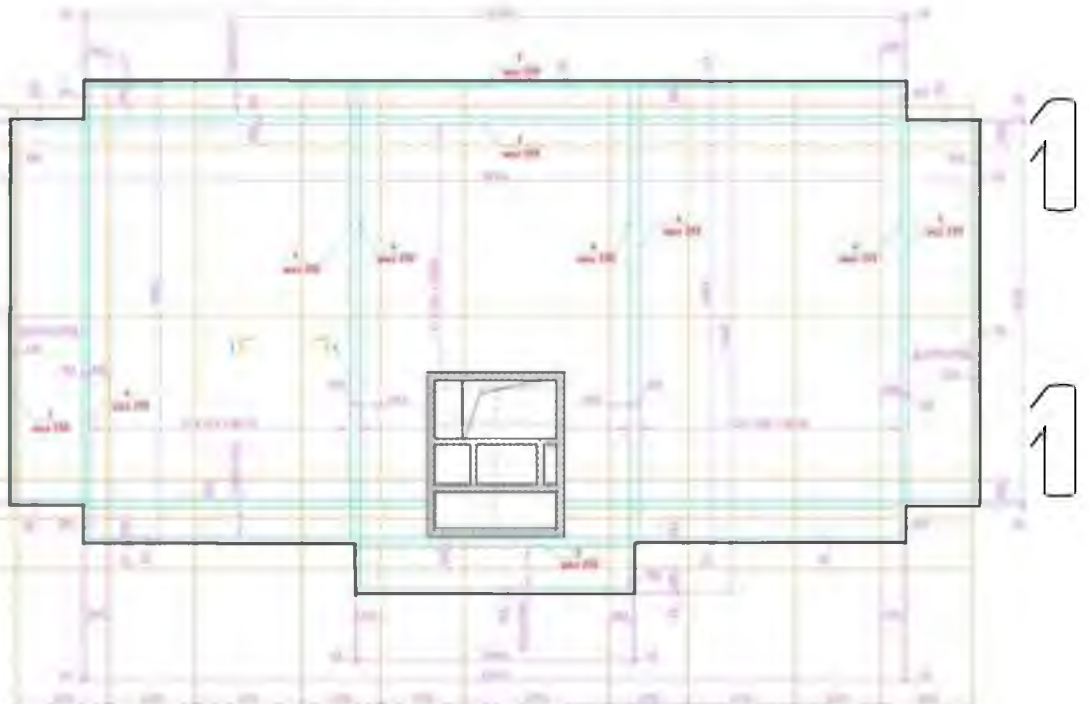


НУ

НУ

Рис. 3.16. Нижнє армування по всьом «ОУ», «ОХ»

НУ



НУ

НУБІП України

Рис. 3.17. Верхнє армування по осях «ОУ», «ОХ»

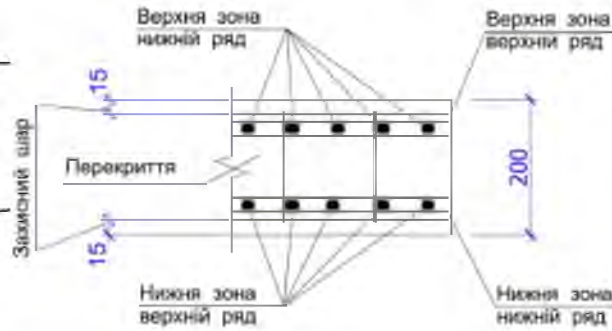


Рис. 3.18. Схема армування типової плити переkritтя секції Б-2

3.3. Розрахунок найбільш навантаженого пілона секції Б-2

3.3.1. Вихідні умови розрахунку

Відповідно до статичного розрахунку каркасу будівлі секції Б-2 найбільш напружений пілон, як вертикальний конструктивний елемент, знаходиться по осі «Е₁» в осях «3-4» підвального поверху (рис. 3.19).

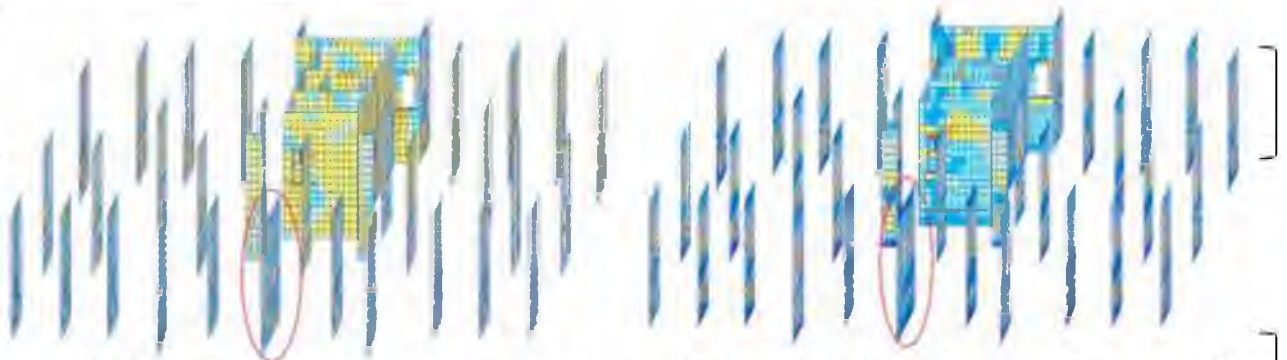
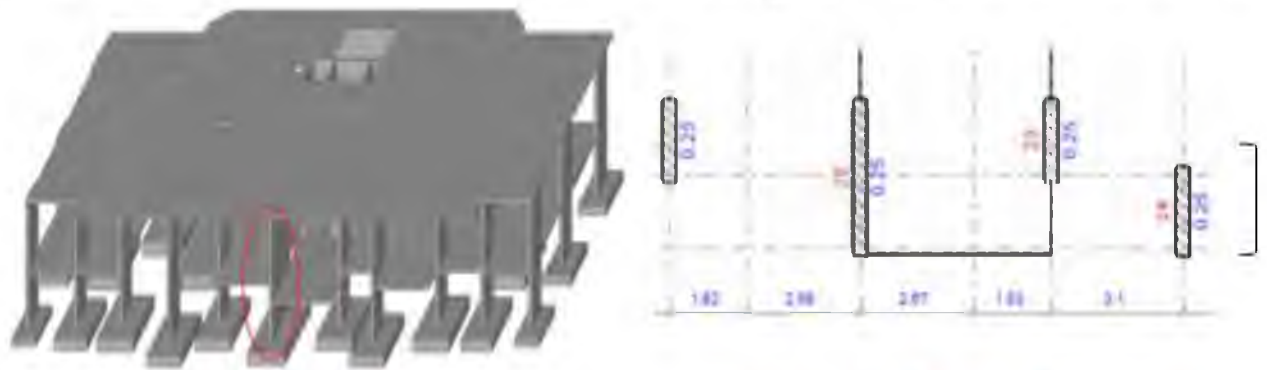


Рис. 3.19. Найбільш напружений пілон каркасу будівлі

НУБІП УКРАЇНИ

Зазначений пілон розраховано у ПК МОНОМАХ з використанням підпрограми «Стіна». Для розрахунку пілону прийнято, що він розглядається як умовно стиснутий елемент при випадкових ексцентриситетах. Умови закріплення стержня колони в елементі каркаса наступні:

НУБІП УКРАЇНИ

1. Приймання до міжповерхового перекриття у вигляді жорсткого кріплення.
2. Розробка пілона з фундаментом - жорстке заземлення на рівні верхнього обрізу фундаменту (рис. 3.20).

НУБІП УКРАЇНИ

3. Приймаємо габаритні розміри пілона у плані 500x2400, висотою 3,0м

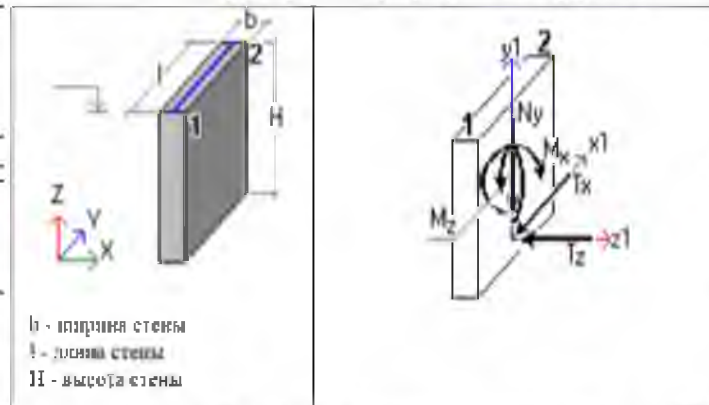


Рис. 3.20. Розрахункова схема

НУБІП УКРАЇНИ

4. Конструктивна довжина пілону $L_0 = 0,7H_0 = 0,7(3,0+0,1) = 2,17\text{м}$, де 3,0м висота поверху, 0,1 - відстань від рівня підлоги до верхнього обрізу фундаменту.

НУБІП УКРАЇНИ

5. Прийнято

Клас поздовжньої	A400C
Клас поперечної	A240C
Захисний шар поздовжньої, не менш, мм	20
Прив'язка поздовжньої арматури, мм	40
Сортамент поздовжньої арматури, мм	Згідно ДСТУ 3760-98

НУБІП УКРАЇНИ

3.3.2. Вимоги до розрахунку

В розрахунку необхідно передбачити:

- Виділити кути арматурних стержнів.
- Модуль зменшення кроку поперечної арматури 25 мм.
- Сейсмічність майданчика до 6 балів.
- Враховувати при автоматичному формуванні РСН знакзмінність вітрового та сейсмічного навантажень.
- Конструктивна схема будівлі рамно - в'язева.
- Розрахункові відмітки: висота поверху 3000мм; висота перекриття 200мм; відмітки низу колони -3,000м; верху перекриття 0,000.

Розрахункові значення довжини наведено у табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Розрахункові значення довжини

Коефіцієнти розрахункової довжини:	
m_X	0.7
m_Y	0.7
Розрахункова довжина, мм.	
$L_0 X$	2100
$L_0 Y$	2100
Гнучкість:	
$L_0/h X$	0.88
$L_0/h Y$	4.20

3.3.3. Визначення навантажень

Максимальні навантаження визначаємо автоматично з статичного розрахунку каркаса будівлі (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

Навантаження							
Результати МКЕ розрахунку	N, тс	M _x , тс*м	M _y , тс*м	Q _x , тс	Q _y , тс	T, тс*м	прим
Постійне	656	277	9.11	3	75.8	0	низ

Результати МКЕ розрахунку	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	прим
	647	49.2	0.1	3	75.8	0	верх
Довготривале	56.2	1.66	-0.00046	-0.00065	0.258	0	низ
	56.2	0.886	0.00148	-0.00065	0.258	0	верх
Короткочасне	87.8	2.8	0.00361	-0.00077	0.417	0	низ
	87.8	1.55	0.00593	-0.00077	0.417	0	верх
Вітрове 1	0.674	-0.225	-0.529	-0.122	-0.169	0	низ
	0.674	0.281	-0.164	-0.122	-0.169	0	верх
Вітрове 2	-1.39	-6.24	-0.265	-0.0718	-0.55	0	низ
	-1.39	-4.6	-0.0495	-0.0718	-0.55	0	верх
Сейсмічне 1	-20.4	-2.89	13.9	3.13	4.49	0	низ
	-20.4	-14.5	4.52	3.13	4.49	0	верх
Сейсмічне 2	28.1	123	7.13	1.85	10.8	0	низ
	28.1	91.7	1.58	1.85	10.8	0	верх

Коефіцієнти надійності по відповідальності

	Пост.	Тривале	Короткочасне	Вітр.	Сейсм.
Надійності	1.1	1.2	1.2	1.5	1
Довготривалості	1	1	0.35	0	0
Тривалості	1	1	1	0	0

Коефіцієнти розрахункових поєднань навантажень

	Пост.	Тривале	Короткочасне	Вітр.	Сейсм.
1-е, основне	1	1	1	1	0
2-е, основне	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е, особливе	0.9	0.8	0.5	0	1

3.3.4. Результати розрахунку в НК «МОНОМАХ»

В зв'язку з великим обсягом інформації по розрахунку вони надаються у скороченому вигляді:

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м
Випадок б (всі навантаження). Скорочений список						
ПО+Tr+КР+С2_н	784	400	16.2	4.82	86.3	0
трив. частина	722	276	9.02	2.97	75.4	0
СНС						
ПО+С2_н	677	397	16.1	4.82	85.8	0

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м
трив. частина	649	274	9.02	2.97	75.1	0
Sвр						
ПО+ТР+КР-С2 в	719	-41.1	-1.48	1.12	64.8	0
трив. частина	713	49.9	0.102	2.97	75.4	0
Sвс						
ПО+ТР+КР-В1 н	877	310	12.4	3.85	84.9	0
трив. частина	819	307	10	3.3	83.8	0
Sлс						
ПО+ТР+КР+В1 в	873	58.1	-0.621	2.75	83.4	0
трив. частина	809	55.8	0.114	3.3	83.8	0
Sпс						
ПО+ТР+КР-В2 н	886	337	11.2	3.62	86.6	0
трив. частина	819	307	10	3.3	83.8	0
Nс, Ty						
ПО+С1 н	629	271	22.9	6.1	79.6	0
трив. частина	649	274	9.02	2.97	75.1	0
Випадок а (тривалості). Скорочений список						
ПО+В1 н	880	309	10	3.3	84.1	0
трив. частина	819	307	10	3.3	83.8	0
Sлс, Sлс, Nс, Ty						
ПО н	721	304	10	3.3	83.4	0
трив. частина	721	304	10	3.3	83.4	0
Sвр, Tx						
ПО+В1 в	870	56.9	0.118	3.3	84.1	0
трив. частина	809	55.8	0.114	3.3	83.8	0
Sвс, Sлс						

3.3.5. Визначення необхідного армування пілона

Розрахункове армування визначається (рис. 3.21):

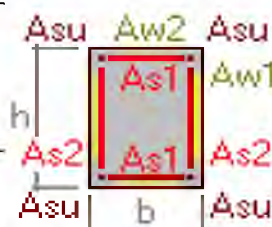


Рис. 3.21. Визначення площини армування

Asu	2.01
As1	1.13
As2	5.66
Повздовжня арматура, см ² :	

повна	21.616
по ширині	21.616
% армування	0.18
Поперечна арматура, см ² /м	1.36065

По даним розрахунку конструємо пілон (рис. 3.22):

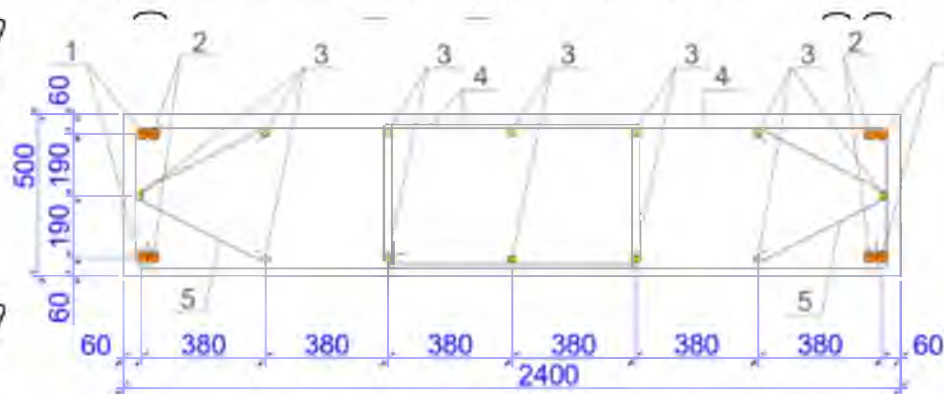


Рис. 3.22. Армування найбільш завантаженого пілону

4. ГРУНТОВІ ОСНОВИ ТА КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

4.1. Основні принципи проектування пальових фундаментів

Основу принципів проектування пальових фундаментів закладено:

- проектування основ по граничним станам незалежно від типу пальових фундаментів;
- врахування сумісної роботи системи «основа – пальовий фундамент – наземні несучі конструкції об'єкта проєктування».

Комплексний підхід при виборі типу пальових фундаменту та характеру роботи ґрунтів полягає в сумісному розгляді наступних чинників:

- інженерно-геологічні умови ділянки будівництва;
- чутливості несучих конструкцій проєктуемого об'єкта до нерівномірних осадок; - об'ємно-планувальні та конструктивні особливості проєктуемого об'єкта;
- методи виконання робіт по влаштуванню пальових фундаментів і підземної частини проєктуемого об'єкта.

В зв'язку з цим, при проектуванні рекомендується розробляти декілька варіантів пальових фундаментів і вибирати з них на основі техніко-

економічних показників найбільш доцільне та раціональне конструктивне рішення. Крім того, необхідно враховувати можливості місцевих генпідрядних будівельних організацій та досвід зведення подібних об'єктів в аналогічних геологічних умовах. Прийнятий варіант повинен бути найбільш оптимальним, повністю забезпечувати міцностні та деформаційні властивості ґрунтів і матеріалів фундаментів.

Незалежно від типу паливних фундаментів, вони проектуються за методикою граничних станів. Цей метод полягає в тому, що зусилля (напруження) та всі види деформацій (просідання, зсуви, переміщення та інші) від розрахунків навантажень та впливів не повинні перевищувати гранично допустимих значень, для збереження експлуатаційної придатності об'єкта будівництва на весь його встановлений термін експлуатації.

Проектування паливних фундаментів здійснюється по двом групам граничних станів:

- перша група, по несучій здатності (міцності, стійкості або витривалості матеріалу);
- друга група, по придатності до нормальної експлуатації (утворення тріщин, прогинів, вигинів, переміщенням та іншим різним деформаціям).

Розрахунки основи по першій групі граничних станів необхідні у випадках:

- основа складена скельними ґрунтами або ґрунтами, які повільно ущільнюються, водо насиченими глинистими, заторфованими ґрунтами із ступенем вологості $S \geq 0,85$ та коефіцієнтом консолідації $C_v \leq 10^7 \text{ см}^2 / \text{год}$;
- фундаменти розташовані на укосах або поблизу круто падаючого шару ґрунту в основі;
- на основу передаються значні горизонтальні навантаження.

Розрахунки ґрунтової основи по другій групі граничних станів проводять у всіх випадках, коли вони складені нескельними ґрунтами.

При проектуванні фундаментів необхідно враховувати спільну роботу проектуемого об'єкта та ґрунтової основи. Будь-який об'єкт будівництва і

грунтова основа на якій він зводиться безпосередньо впливають один на одного залежно від своїх властивостей. Така взаємодія зумовлена двома основними чинниками:

- здатністю основи деформуватися від навантажень, що виникають від зведення об'єкта;

- здатністю проектуемого об'єкта переміщуватись за деформаціями ґрунтових основи, що пов'язана із жорсткістю самого об'єкта.

Жорсткість проектуемого об'єкта враховується введенням в розрахунок коефіцієнтів умов роботи у взаємодії з основою.

Всі навантаження, впливи і їх поєднання повинні прийматися згідно вимогам норм проектування.

Процес розвитку деформацій ґрунтової основи є функцією часу і протікає в деяких ґрунтах десятки років, що залежить від навантажень. Тому основи по деформаціях розраховують на основне поєднання розрахункових навантажень без урахування тимчасових, випадкових перенавантажень, тобто із введенням у розрахунок коефіцієнтів надійності по навантаженню. Розрахункові значення таких навантажень рівні нормативним і використовуються з індексом II наприклад, N_{II} , M_{II} , F_{II} (для другої групи граничних станів).

Як правило, суцільні (монолітні) фундаменти роблять під основою всього об'єкта проектування у вигляді залізобетонної плити під сітку колон та стін. Такі плити працюють на згин в двох взаємо перпендикулярних напрямках. Іноді доцільно робити суцільні фундаменти у вигляді оболонок або коробчастої форми, в останньому випадку нижня фундаментна плита та перекриття над підвальними приміщеннями, об'єднані вертикальними стінами підвалу які працюють на згин. Суцільні фундаменти сприяють зменшенню нерівномірності осадки об'єкта в двох напрямках. Розміри підшви цих фундаментів, як правило, обумовлені розмірами в плані об'єкта проектування. Суцільні фундаменти часто передбачають при необхідності влаштування гідрозіляції підземної частини об'єкта.

4.2. Визначення навантажень від секції «А-2» (13 поверхів,

H=46,00м)

Навантаження від власної та корисної ваги збираємо з площини кожного поверху будинку (рис. 4.1). Результати збору навантажень зведено у таблицю

4.1.

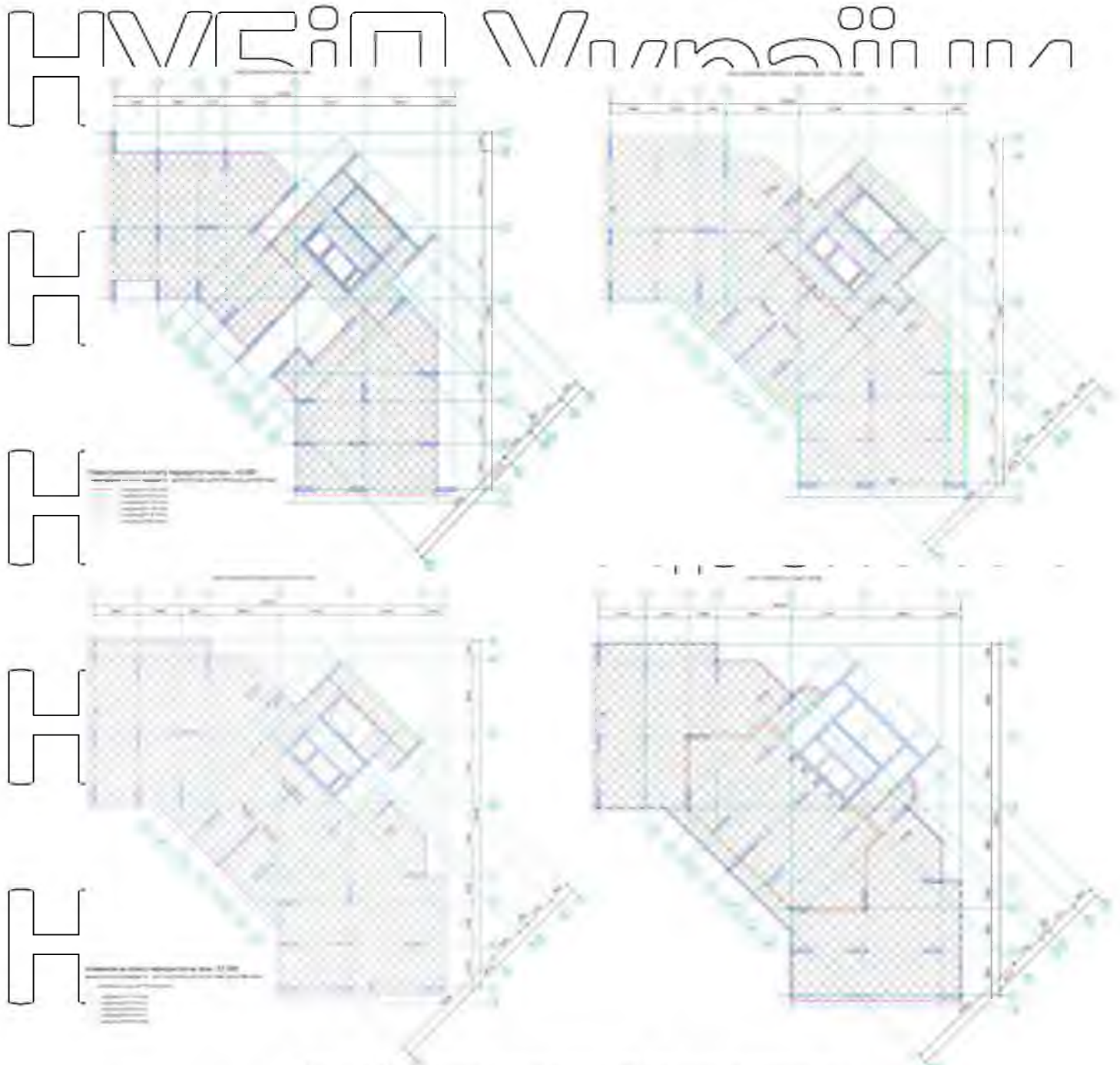


Рис. 4.1. Вантажні площі збору навантажень

СЕКЦІЯ А-2

13 поверхів

ТИПОВИЙ ПОВЕРХ

Таблиця 4.1

№	Назва конструктивного елемента	Площа м ²	Об'єм м ³	Питома вага кг/м ³	Вага, т
I. ВЛАСНА ВАГА					
1	Зовнішні стіни	40,93	122,77	1800,0	220,99
2	Колони (з/б)	8,88	26,62	2500,0	66,56
3	Перекриття (з/б)	689,0	172,21	2500,0	430,52
4	Ядро жорсткості (з/б)	15,25	45,75	2500,0	114,37
5	Сходи	32,66	3,92	2500,0	9,798
ВСЬОГО					842,25
II. КОРИСНА ВАГА					
1	Перегородки	688,84		к=75 кг/м ²	51,66
2	Житлова	688,84		150кг/м ² х1,4	144,65
ВСЬОГО					196,31
ВСЬОГО ТИПОВИЙ ПОВЕРХ					
ПІДВАЛ					
	Огороджуючі стіни (з/б)	81,850	81,85х3,3=270,11	2500,0	675,26
	Перекриття (з/б)	689,0	172,210	2500,0	430,53
1	Перегородки	689,0	—	к=75 кг/м ²	51,66
2	Устаткування	689,0	—	150кг/м ² х1,4	144,66
ВСЬОГО ПІДВАЛ					1302,10
ТЕХНІЧНИЙ ПОВЕРХ					
I. ВЛАСНА ВАГА					
1	Огороджуючі стіни (з/б)	40,93	122,78	1800,0	220,99
II. КОРИСНА ВАГА					
1	Перегородки	689,0	—	к=75 кг/м ²	51,66
2	Устаткування	689,0	—	150 кг/м ² х1,4	144,66
ВСЬОГО ТЕХ. ПОВЕРХ					417,31
ДАХ					
I. ВЛАСНА ВАГА					
	Перекриття (з/б)	689,0	172,210	2500,0	430,525
	Утеплювач, ізоляція, захисний шар	689,0	103,326	2000,0	206,652
II. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ					
	Коефіцієнт 1,4	689,0		100 кг/м ²	68,884
ВСЬОГО ДАХ					706,061

ВСЬОГО ПО СЕКЦІЇ «А-2» (13 поверхів), 15 926,96 т, (23,12 т/м²).

4.3. Метод розрахунку пальових фундаментів секції «А-2»

Проводимо розрахунок пазових фундаментів по другій групі граничних станів (по деформаціям). Основна умова розрахунку по деформаціям:

$$S \leq S_u,$$

де S - сумісна деформація основи та об'єкта, що визначається розрахунком;
 S_u - максимально допустимі граничні значення сумісної деформації ґрунтової основи та об'єкта.

При даній умові, розрахунковий опір основи (сумарний опір всіх ґрунтових прошарків) R , повинен бути вище, або дорівнювати середньому тиску P під подошвою фундаменту:

$$R > P.$$

Значення R , кПа, визначають за формулою (рис. 4.2):

$$R = \frac{\gamma_{c_1 c_2}}{K} [M_\gamma K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II}],$$

де γ_{c_1} і γ_{c_2} - коефіцієнти умови роботи ґрунтової основи і роботи споруди; у даному випадку $\gamma_{c_1} = 1.3$, $\gamma_{c_2} = 1.2$;

K - коефіцієнт надійності за призначенням;

в залежності від методу визначення розрахункових характеристик ґрунту:

- $K = 1.0$ при випробуваннях ґрунтових прошарків;

- $K = 1.1$ при застосуванні непрямих даних.

M_γ, M_q - коефіцієнти, що враховують значення кута внутрішнього тертя φ_{II} ;

У нашому випадку $M_\gamma = 1.34$, $M_q = 6.34$.

K_z - коефіцієнт, що враховує відхилення палі;

У нашому випадку $b \geq 10m \Rightarrow K_z = 8/b + 0.2 = 0.48$,

$b_{ум}$ - ширина подошви фундаменту.

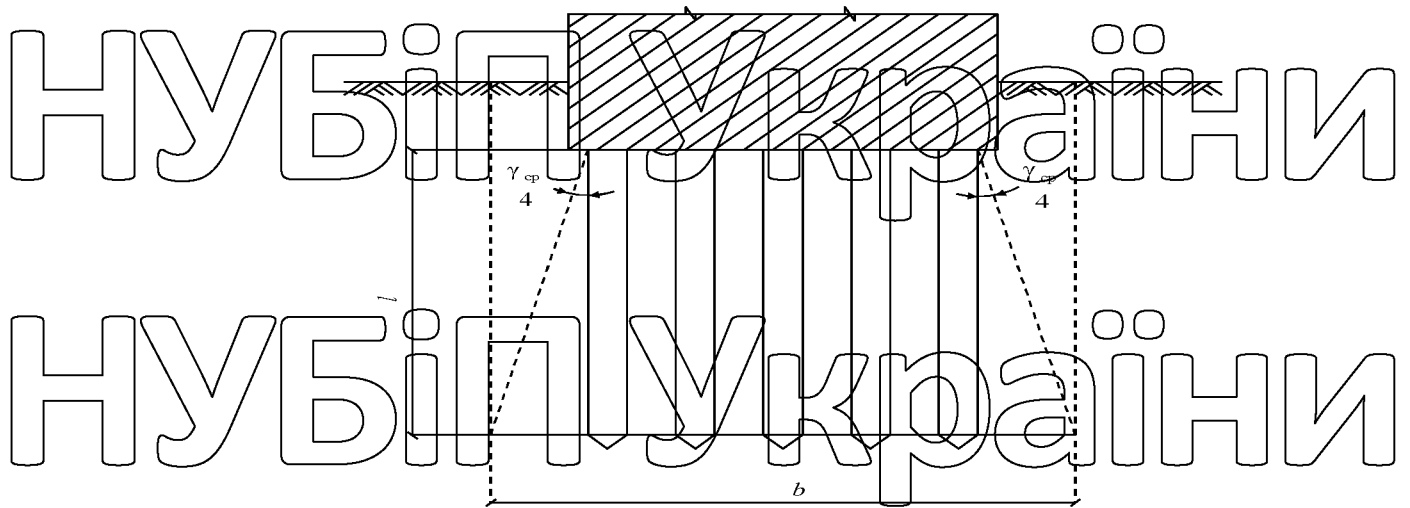


Рис. 4.2. До визначення опору основи. Схема визначення умовного пального фундаменту

$$b_{ум} = b + 13,0 м \times tg \alpha_{ср}$$

$$b_{ум} = 28,4 м + 13,0 м \times tg 6,5^\circ = 29,88 \approx 30 м;$$

γ_{II} - середнє значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче підшви фундаменту. У нашому випадку $\gamma_{II} = 0,020 МН / м^3$;

γ'_{II} - середнє значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту, що визначається за формулою:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_{III} h_i}{\sum h_i},$$

У нашому випадку $\gamma'_{II} = 0,016 МН / м^3$;

d_1 - приведена глибина закладення фундаменту від підлоги підвалу до глибини закладення фундаментів: $d_1 = 16,0 м$.

Визначаємо розрахунковий опір основи:

$$R = \frac{1,3 \times 1,2}{1,1} [1,34 \times 0,48 \times 30,0 \times 0,020 + 6,34 \times 16 \times 0,016] = 2,849 МПа$$

При позacentровому навантаженні фундаментів тиск на ґрантову основу

визначають за формулою: $P = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W}$;

де $\sum N$ - сумарне значення всіх вертикальних навантажень на підлогу фундаменту $\sum N = N_{наз. част} + G_{гр+паль} = 159270 + 197054 = 356324 кН$;

ΣM - сумарний момент від вітрових навантажень на фундамент,
 приведений до центру тяжіння підшви фундаменту $\Sigma M = 2394 \text{ кН} \cdot \text{м}$,
 A - площа підшви фундаменту, $A = 689,0 \text{ м}^2$;

W - момент опору підшви фундаменту, $W = \frac{J_x}{17.5} = \frac{35168}{17.5} = 2010 \text{ м}^3$.

Перевіряємо основну умову:

$$P = \frac{356324}{689} + \frac{23941}{2010} = 517,16 + 11,91 = 529,07 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

$P = 529 \text{ кПа} \leq R = 2849 \text{ кПа}$ (умова виконується).

4.4. Несуча спроможності однієї для секції «А-2»

Згідно з технічним завданням по технологічному процесу прийняті
 всіячі бурові експійної палі стандартного діаметру $\text{O}500 \text{ мм}$.

Несучу спроможність палі визначають по формулі:

$$F_a = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + U \sum h_i f_i \gamma_{cf});$$

де: γ_c - коефіцієнт умови роботи в ґрунті, приймається $\gamma_c = 1$;
 R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кільцем палі, приймається $7 \text{ кг} / \text{см}^2$;

A - площа перерізу палі, м^2 ;

γ_{cf} - коефіцієнт умови роботи ґрунту на боковій поверхні палі, що
 залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування.

γ_{cr} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, приймається
 $\gamma_{cr} = 1$.

Визначаємо розрахункові опори ґрунту по бічній поверхні палі:

$f_1 = 0,35 \text{ кг} / \text{см}^2$;	$h_1 = 180 \text{ см}$;
$f_2 = 0,10 \text{ кг} / \text{см}^2$;	$h_2 = 300 \text{ см}$;
$f_3 = 0,44 \text{ кг} / \text{см}^2$;	$h_3 = 250 \text{ см}$;
$f_4 = 0,48 \text{ кг} / \text{см}^2$;	$h_4 = 720 \text{ см}$;

$u = 188,5 \text{ см}$

$\gamma_{cf1-A} = 0,9$
 $R = 11,0 \text{ кг} / \text{см}^2$, ($R = 9,5 \text{ кг} / \text{см}^2$)
 $A = \pi R^2 = 2827,43 \text{ см}^2$

$$F_d = 0.9(0.9 \cdot 10.0 \cdot 2827.4 + 188.5(1 \cdot 0.35 \cdot 180 + 0.9 \cdot 0.1 \cdot 300 + 0.9 \cdot 0.44 \cdot 250 + 0.9 \cdot 0.48 \cdot 570)) = 96.74 \text{ м}$$

Навантаження на оду палю від вітрового тиску за схемою навантаження:

Крок палі 1,5x1,5м

$$R = 70 \times 1,5 \times 30 = 3150 \text{ кг} = 3,15 \text{ т}$$

$$M = 3,15 \times 40 = 126,0 \text{ тм}$$

$$P = 126,0 / 18,0 = 7,0 \text{ т}$$

Розрахункове $P_{\max} = 33 \times 2,25 + 7,0 = 81,25$ допустиме навантаження.

Несуча здатність однієї палі: $P = \frac{F_d}{\gamma_k}$, з умови $P \geq N_p$

де γ_k — коефіцієнт запасу міцності, $\gamma_k = 1,4$

$$P_{A2} = \frac{96,74}{1,4} = 69,9 \text{ м}$$

$P_{\max} > P_{A2}$; $81,25 > 69,9$ (умова виконується).

4.5. Визначення кількості палі у ростверку секції «А-2»

Потрібну кількість палі у ростверку визначають за формулою

$$n = \frac{N_p \cdot \gamma_m}{P}$$

γ_m - коефіцієнт, що враховує нерівномірність навантажень;

У нашому випадку приймаємо $\gamma_m = 1,15$;

$$n_{A2} = \frac{13850 \cdot 1,15}{69,9} \approx 230$$

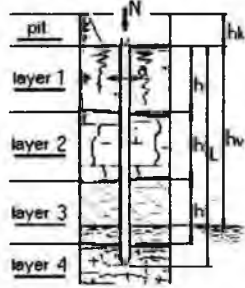
На ростверк приймаємо не менш 230 палі.

Для підтвердження правильності аналітичного розрахунку виконуємо розрахунок за тими ж даними у програмному комплексі «ФУНДАМЕНТ».

4.6. Визначення несучої здатності буро ін'єкційної палі діаметром 500мм довжиною 13,0м (визначення F_d).

Результаты расчета

1. - Исходные данные:



Буровые, в т.ч. с уширением:

Сваи-оболочки погружаемые вибрированием с полным удалением грунтового ядра,

Характеристики грунтов по слоям

Номер слоя	Качество	Количество	Толщина слоя, м	Ед.изм.
Слой 1	Глинистый	$\rho = 1$	3.2	м
Слой 2	Песчаный	Мелкие	1.8	м
Слой 3	Глинистый	$\rho = 0.7$	1.9	м
Слой 4	Песчаный	Мелкие	2	м
Слой 5	Песчаный	Мелкие	4.1	м

Исходные данные для расчета:

Длина сваи 13 м

Диаметр (сторона) сваи 0.5 м

Уровень грунтовых вод (Hv) 13 м

Угол внутреннего трения (fi) в основании сваи 32 °

Объемный вес грунта (G) в основании сваи 18.2 кН/м³

Удельное сцепление грунта (C) в основании сваи 0 кПа

Глубина котлована (hk) 2,8 м

2. - Выводы:

Несущая способность сваи (без учета Gk) (Fd) 991.83 кН

Несущая способность сваи на выдергивание (без Gk) (Fdq) 442.93 кН

Несущая способность грунта в основании сваи 438.17 кН

По боковой поверхности сваи:

Номер слоя	Несущая способность	Ед. измерения
Слой 1	15.07	кН

Слой 2	106.82	кН
Слой 3	17.9	кН
Слой 4	130	кН
Слой 5	283.87	кН

Результаты расчета в ПК «ФУНДАМЕНТ» совпадают с результатами, полученными в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03-85 в пределах допустимой погрешности.

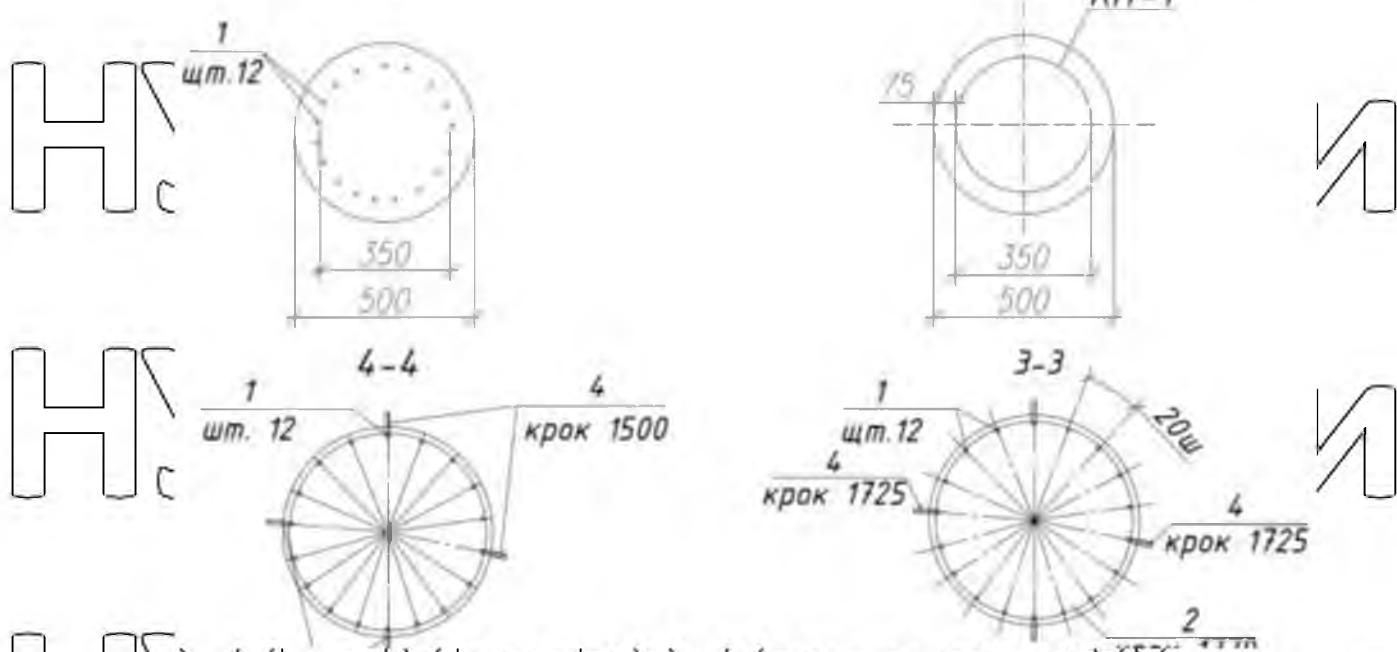
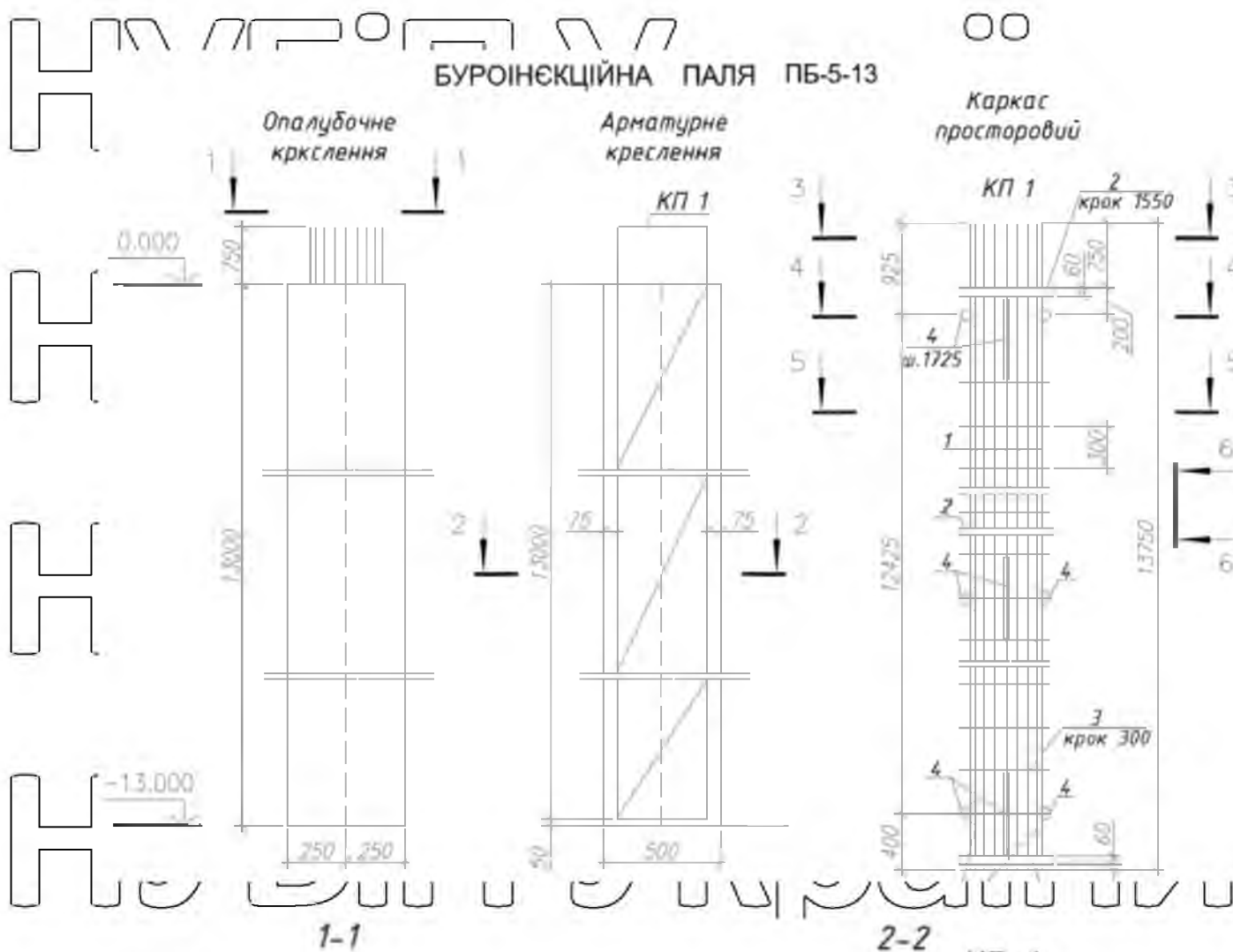
- аналитично

$$- F_d = 96.74 \text{ т}$$

- компьютерному расчету - $F_d = 99,1 \text{ т}$

$$\text{Різниця: } \frac{99,1 - 96,74}{99,1} = 2,4\% \text{ (при допустимій схожості 16,0\%)}$$

4.7. Конструювання висячої бурової скійної палі секція «А-2»



5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА ВЛАНТУВАННЯ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ

НУБІП України

5.1. Загальні відомості по буроін'єкційним палям

Буроін'екційні палі – це сучасна, інноваційна, з високим рівнем надійності технологія, що має простоту та універсальність. В Європейських країнах технологія влаштування буроін'екційних палей використовується давно і дуже ефективно, як в малому приватному будівництві, так і при об'ємному будівництві. Основною властивістю буроін'екційних палей є те, що вони не руйнують цілісності ґрунту. Крім того, вони мають цілий рядом незаперечних переваг:

- збільшення міцності та надійності фундаменту будівель;
- скорочення часу будівництва, оскільки монтаж буроін'екційних палей максимально автоматизований і не вимагає ручної праці;
- скорочення фінансових витрат на зведення підземної частини об'єкта;
- широкий спектр застосування – фундаменти, стіни котлованів, несучі конструкції будівель і т. д.;

- буроін'екційні палі можна застосовувати, там, де застосування традиційних палей забороняється (умови щільної міської забудови);
- можливо проводити роботи в будь-яку пору року і навіть при низькій температурі у зиму;
- при виробництві зварювальних робіт при влаштуванні арматурних каркасів можливо проводити контроль якості зварних з'єднань;

- при масштабному будівництві висока продуктивність бурової техніки видає від 300 до 1000 погонних метрів за робочу зміну;
- будівництво з влаштуванням буроін'екційних палей можливе поблизу побудованих житлових будівель, бо техніка виробляє допустимий мінімум шуму, не здійснює будь-яких вібрацій і навантажень на ґрунти;
- буроін'екційні палі можливо влаштовувати в ґрунтах будь-якого типу, в це число входять ґрунти з низькою несучою здатністю, водо насичені, а також у про- садкових ґрунтових породах;

- технологія влаштування буроін'екційних палей не вимагає обсадної труби, що значно спрощує процес робіт, а також знижує собівартість;

Вартість установки бурін'єкційних паль складається з наступних факторів:

- вартість буріння свердловини;
- вартість пластичної бетонної суміші, що нагнітається в свердловини;
- вартість армованого каркаса, що занурюють у бетонну суміш заповнену у свердловину;
- амортизація обладнання та устаткування, задіяного при влаштуванні бурін'єкційних паль;
- відповідні доплата з складності робочого процесу та особливостям місцевості.

5.2. Область застосування технологічної карти

Дана технологічна карта виробництво робіт з влаштування бурін'єкційних паль для масштабного застосування при зведенні пальових полів при будівництві житлового комплексу «Меркурій» м. Бровари. Монтаж пальових полів здійснюється послідовно відповідності з планом посеkційної забудови. Передбачається комплектне застосування бурової установки BG-36, бетононасосу АВТ-30, порожнистих шнеків Ø520мм.

Технологічна карта влаштування бурін'єкційних паль розроблена з умов:

- будівництво в умовах міської забудови;
- для зміцнення стінок котловану в умовах сипучості ґрунту;
- для забезпечення додаткової стійкості та запобігання деформації каркасу висотних будівель.

Технологічна карта розроблено відповідно діючим нормативним документам:

- ДБН В.2.2-12:2018 «Планування і забудова територій»;
- ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва);

- ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будинків та споруд»;
- ДБН А.3.1-7-96. «Управління, організація та технологія. Виробництво бетонних і залізобетонних виробів»;
- ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Всі рішення прийняті в технологічній карті з влаштування буропіслябетонних паль відповідають чинним вимогам з протипожежної безпеки, промсанітарії і екології по забезпеченню здоров'я працівників та їх безпеки життя.

5.3. Особливості буропіслябетонних паль

Поширений універсальний діаметр буропіслябетонних паль становить 420, 520, 620, 820 міліметрів, глибиною закладання 40,0 метрів.

5.3.1. Особливості технології

Основною особливістю технології влаштування буропіслябетонних паль, є використання полого шнека з ребордою. Реборда шнека дозволяє піднімати кери з свердловини звільняючи її для заповнення бетонною сумішшю. Завдяки цьому немає загрози обвалення ґрунту у свердловині. Паль формується в ґрунті рівномірно без утворення повітряних порожнин та пустот. Друга особливість полягає в тому, що в вже заповнену свердловину опускається арматурний каркас на глибину 1/3 довжини палі. З готової буропіслябетонної палі виносяться арматура для прив'язки її до арматурних каркасів майбутньої несучої конструкції (ростверку).

5.3.2. Особливості влаштування

Для буропіслябетонних паль буряться в ґрунті свердловини від 420 до 820 мм в діаметрі до досягнення проектною позначки. На зворотному ході ребордного шнека з внутрішньою полостью здійснюється виїмка ґрунту з автоматичним заміщенням (заповненням) вибраного ґрунту пластичною бетонною сумішшю під високим тиском. Далі в свердловину, у ще не застиглу бетонну суміш, загвинчується армований каркас, при цьому на поверхні затишаються арматурні випуски. За застиганням бетонного розчину у свердловині формується

монолітна залізобетонна конструкцію, яка надалі стає основою майбутнього фундаменту будівлі.

5.4. Вимоги до влаштування буроін'єкційних паль

До бетонування та армуванню буроін'єкційних паль встановлені наступні вимоги.

Для армування палі використовуються просторові каркаси, поздовжні пояси яких віддалені на рівномірній відстань один від одного. Мінімальна кількість поздовжніх стрижнів - 6 штук, використовуються арматурні пруті діаметрів понад 18 мм (клас арматури не нижче А400С та А500С);

Загальний діаметр просторового арматурного каркаса завжди менше, ніж діаметр розробленої під палю свердловини. Це запобігає ризик заклинювання каркаса в порожнині;

Максимальна довжина однієї секції арматурного каркаса не повинна перевищувати 11,7 метрів, при необхідності армування свердловини великих розмірів та глибини армуються окремими каркасами які зварюються між собою безпосередньо на будівельному майданчику;

До просторових армокаркасів пред'являються підвищені вимоги по жорсткості. З'єднання елементів конструкції виконується за допомогою зварювання, арматура додатково посилюється металевими кільцями, які розташовані на зовнішній стороні каркаса з кроком в 2 метри;

Обов'язкова наявність захисного шару бетону навколо арматурного каркасу товщиною не менш 25мм. Рівномірне положення каркаса в свердловині досягається за рахунок установки фіксаторів на сталевих кільцях жорсткості;

Для бетонування палі застосовується бетон класу не нижче С25/30,.

Нормативний вміст цементу в суміші не менш 350 кг/кубометр. Обсяг заповнювача від 25% (в якості заповнювача використовується мелкофракціонний щебінь крупністю від 10 до 20 мм);

Консистенція бетону що використовується для заповнення свердловини повинна забезпечувати рухливість суміші і її вільне проходження за порожнини шнекової порожнини. Для отримання пластичності суміші до складу бетону додається пластифікуючі компоненти - *лигносульфонат*, концентрація до 0,2% від загальної маси, він збільшує час твердіння складу, що особливо важливо при влаштуванні палів в жаркий період року;

Перевитрата бетонної суміші, пов'язана з необхідністю заповнення свердловини до тих пір, поки з порожнини не почне витікати чистий відшлам бетон. Перевитрати бетонної суміші становлять до 25% від планового обсягу.

5.5. Вимоги до бетонної суміші для влаштування бурін'єкційних

палів

Для влаштування бурін'єкційних палів використовують різні бетони, які відрізняються один від одного щільністю, класами, міцністю, розмірами заповнювачів і, в необхідних випадках, - спеціальними властивостями: водонепроникністю, вогнестійкістю, кислотостійкістю та іншими.

По щільності та класах (межа міцності при стисканні стандартних контрольних бетонних кубиків розміром 15x15x15 см на 28 день твердіння) бетони поділяють на важкі (щільність від 1800 до 1500 кг/м³ (класи С20/25, С25/30), особливо важкі ($\gamma = 2\ 500 \dots 5000$ кг/м³), легкі ($\gamma = 500 \dots 1800$ кг/м³ класи С7,5/10...С15/20), особливо легкі ($\gamma < 500$ кг/м³).

По розмірам заповнювачів розрізняють бетони:

1. *дрібнозернисті* - розміри заповнювачів від 5 до 10 мм;
2. *великозернисті* - розміри заповнювачів від 10 до 20 мм, (в армованих конструкціях не більше 150 мм).

Найбільший розмір щебню не повинен перевищувати $\frac{1}{3}$ мінімального розміру конструкції і $\frac{2}{3}$ найменшої відстані «в світлі» між стержнями арматури.

Основними технологічними властивостями бетонної суміші являються:

легкоукладальність бетонної суміші - це кількісний показник що оцінюють рухомість та жорсткість бетонної суміші.

Рухомість - оцінюється осіданням конуса (ОК). Залежно від осідання конуса бетонної суміші підрозділяються:

- жорсткі суміші — ОК=0...2 см (використовуються для бетонування великих масивів);

- малорухливі — ОК=3...5 см (використовуються для улаштування

фундаментів та інших елементів з мінімальним розміром не менше 0,5

м);

- рухливі — ОК=6...8 см (використовуються для зведення будь-яких конструкцій за винятком густо армованих);

- надто рухливі — ОК=9...12см (використовуються для зведення густо армованих конструкцій);

- литі суміші — ОК=13...20см (використовуються для зведення густо армованих конструкцій).

Жорсткість суміші оцінюється віскозиметром і вимірюється в секундах,

використовується для оцінки бетонних сумішей з ОК J 4,0 см. Змінюється

жорсткість від 0 до 200 с. Жорсткі суміші використовуються в основному на заводах залізобетонних виробів для виготовлення конструкцій та виробів. На майданчиках використовуються рухомі суміші.

Рухомість бетонної суміші залежить в першу чергу від водо-цементного відношення — (В/Ц) і витрат цементу. Чим більше В/Ц і цементу в суміші,

тим більш вони рухомі, тим краще укладаються в конструкцію, тим краще поверхні конструкцій. Але вільна вода в суміші при її твердінні призводить до

зниження як міцностних, так і ізоляційних властивостей бетону. Оптимальне значення В/Ц=0,4...0,65. Не збільшуючи витрат цементу рухомість та

легкоукладальність бетонних сумішей підвищують за допомогою спеціальних хімічних добавок.

Для пластифікації і поліпшення легкоукладальності бетонної суміші найбільш широко використовують пластифікатори. Пластифікатори СДБ, УПС та інші дозволяють при введенні в бетон в кількості 0,1..0,3% маси цементу забезпечити зниження водо потреби суміші на 15...25%. Необхідно також відзначити, що нарівні з пластифікуючим ефектом ці добавки декілька сповільнюють процеси гідратаційного твердіння. В зв'язку з цим їх звичайно вводять в суміші з добавками, прискорюючи твердіння.

Супер пластифікатори це сульфировано нафталін-формальдегідна смола, що являються синтезованими добавками на основі сульфитованих складових або нафта формальдегідних смол, а також лігносульфонових кислот. На відміну від пластифікаторів супер пластифікатори розріджують суміш та покращують укладальність, не знижуючи міцності характеристик бетону. Їх використання дозволяє на 20...25% скоротити витрати води та значно знизити витрати цементу. Супер пластифікатор діє на протязі 2...3 годин з моменту його введення в суміш.

5.6. Технологічні процеси виконання робіт

Влаштування паль виконується шляхом заміщення вибуреного ґрунту бетонною сумішшю, яка подається на вибір свердловини через порожній шнек під високим тиском з подальшою установкою арматурного каркасу в свіже укладений бетон на заплановану проектну відмітку.

Комплекс робіт може включати доставку бетонних сумішей на об'єкт спеціалізованим транспортом - бетонозмішувачами.

Загальна послідовність технологічних операцій наведено, рис.5.1.

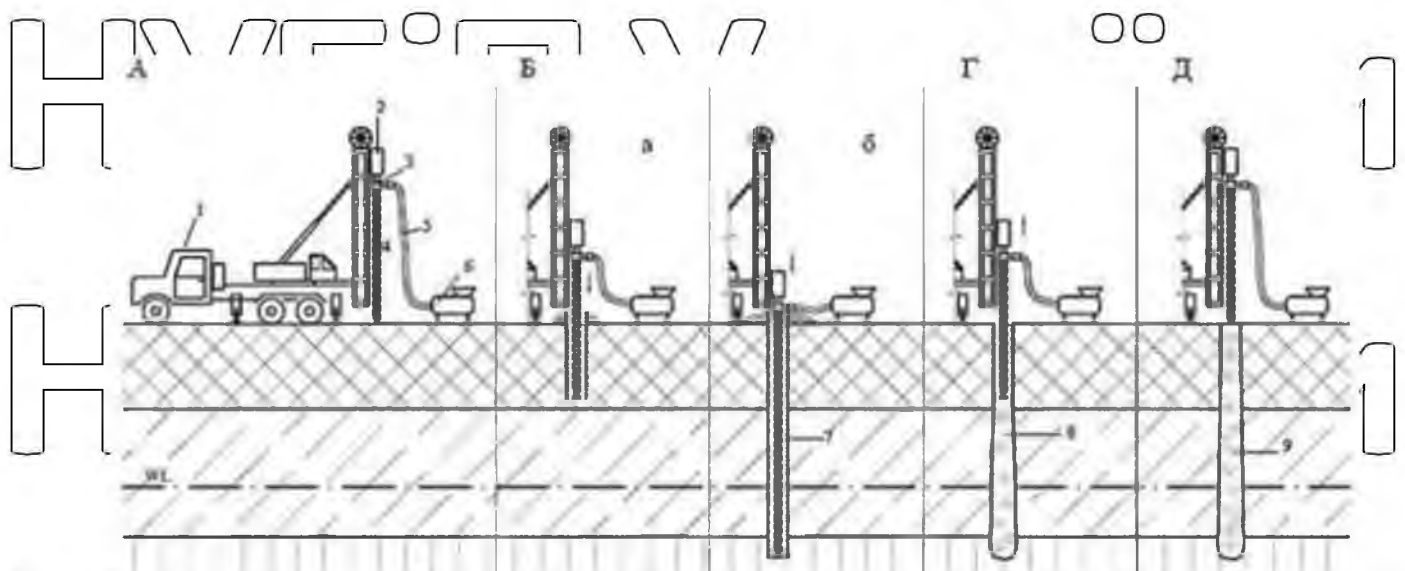


Рис. 5.1. Загальна послідовність технологічних операцій влаштування буровіскційних палей: А – обладнання у робочому стані; Б а – буріння свердловини до проектної позначки; Г – заповнення свердловини бетонною сумішшю; Д – палей заповнена бетонною сумішшю; 1 – бурова установка; 2 – оголовок шнека; 3 – раструб оголовка; 4 – полий шнек з ребордою; 5 – гофровані резинові шпанги; 6 – бетононасос з пневмонагнітачем.

Бетононасос з пневмонагнітачем призначено для приготування та транспортування бетонної суміші безпосередньо до свердловини.

Бетононасосна устаткування дозволяє повністю механізувати процес приготування та переміщення бетонної суміші в межах будівельного майданчика.

Заповнення свердловини ведеться до моменту, поки з отвору не почне виходити чистий від шламу бетон.

Для монтажу арматурного каркаса у свердловину заповнену бетоном залучають кранову установку. По завершенню бетонування в порожнину занурюється арматурний каркас, що складається з секцій довжиною 2-4 метри, що з'єднуються між собою за допомогою зварювання. У процесі твердіння бетон схоплюється і утворюється монолітна конструкція, яка за рахунок буровіскційних палей передає навантаження від будівлі на глибинні пласти ґрунту.

При влаштуванні палі довжиною до 5-ти метрів каркас опускається у свіже укладений бетон під власною вагою, однак при роботі з більш довгими арматурними каркасами використовуються віброзанурювачі. Арматурний каркас опускається на глибину 1/3 довжини палі. З готової буроін'єкційної палі випускається арматура для прив'язки їх до арматурних каркасів ростверку.

5.7. Вибір будівельної техніки для виробництва буроін'єкційних палей

5.7.1. Бурова установка

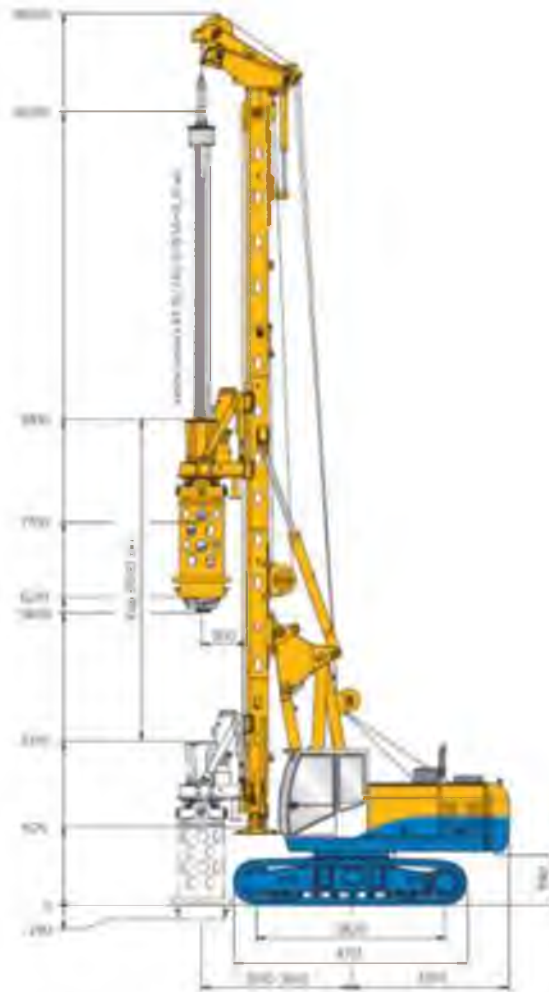
Для влаштування буроін'єкційних палей застосовуються мобільні бурові установки. Це самохідна техніка, облаштована на транспортній базі колісного або гусеничного типу. Найбільш поширені бурові установки на колісному ході, вони більш мобільні та здатні добиратися на об'єкти своїм ходом.

Оснащення бурової установки розташовано на робочій платформі, встановленої на транспортному шасі за допомогою шарнірних з'єднань. В залежності від типу платформи машини класифікуються на фіксовані і поворотні. Для розробки кожної наступної свердловини установки з фіксованою платформою потрібно змінювати своє положення на майданчику,

тоді як наявність поворотної платформи дає машині можливість бурити відразу кілька свердловин по периметру постійного розташування.

Для виконання робіт з влаштування буроін'єкційних палей приймаємо комплектну бурову установку BG-36 з поворотною платформою (рис. 5.2), технічні характеристики наведені у табл. 5.1.





5.2. Загальний вигляд бурової установки BG-36

Таблиця 5.1.

Технічні характеристики бурової установки BG-36

Тип келли-штанги	A (м)	B (м)	Вес (кг)	Hw (м)	T (м)
BK15/343/3/18	8,30	20,16	3 150	5,80	18,50
BK15/343/3/24	10,30	26,16	3 750	3,80	24,50
BK15/343/3/30	12,30	32,16	4 350	1,80	30,50
BK15/343/4/24	8,16	26,36	3 800	5,90	24,70
BK15/343/4/32	10,16	34,36	4 500	3,90	32,70
BK15/343/4/40	12,16	42,36	5 300	1,90	40,70

5.7.2. Порожнистий шнек з оголовком

Для влаштування буроін'єкційних паль бурова установка ВГ-36 комплектується порожнистими шнеками $\varnothing 5200\text{мм}$, в яких присутній внутрішній канал для нагнітання в свердловину бетонної суміші (рис. 5.3).



Рис. 5.3. Загальний вигляд порожнистих шнеків та ріжучого оголовку

Шнеки застосовуються багатосекційні, довжина секції 5,0 метрів. Вони стикаються між собою за допомогою замкового або шестигранного з'єднання.

Торцева частина вістря шнека укомплектується ріжучим оголовком та заглушкою, яка запобігає заповненню порожнини шнека ґрунтом в процесі розробки свердловини.

5.7.3. Бетононасос

Нагнітання бетонної суміші в пустотілий шнек здійснюють за допомогою бетононасоса АВТ-30 (рис. 5.4), технічні характеристики наведено у табл. 5.2. Це причіпний пристрій, який можна переміщати по будівельному майданчику. Для перевезення на великі відстані застосовується спеціальна платформа.

Бетононасос може працювати з бетоном різних марок, подавати його в горизонтальному і у вертикальному напрямку. Бетононасос підключається до бурової установки (порожнини шнека) через вертлюг, до якого приєднуються резинові шланги та патрубки. Нормативний тиск подачі пластичної бетонної суміші при заповненні буроін'єкційної палі становить не менш 10,0 мПа. У нашому випадку застосовується передвижний бетононасос АВТ-30 з пневмонагнітачем.

Загальний вигляд, рис. 5.4, технічні характеристики наведені, таб. 5.2.



Рис. 5.4. Загальний вигляд бетононасоса АВТ-30

Таблиця 5.2

Технічні характеристики бетононасоса АВТ-30

№ п.п.	Найменування	Кількість
1	Максимальний обсяг подачі	30 м ³ /год
2	Макс. тиск подачі	120 / 76 бар
3	Висота подачі бетону	100 метрів
4	Довжина подачі	до 300 метрів
5	Об'єм бункера	500 л
6	Діаметр циліндра	200 мм
7	Хід першня	500 мм
8	Вага	1900 кг

5.8. Устаткування, обладнання, інструмент і інвентарі

Для виконання технологічних операцій з влаштування буроін'єкційних палей необхідне устаткування, обладнання, інструмент, інвентар, див. табл.

53.

Таблиця 5.3

Необхідне устаткування, обладнання, інструмент, інвентар

№ п/п	Найменування машин та механізмів	Тип і марка	Кількість, од
1	Бурова установка	Bauer BG-36	2
2	Гусеничний кран	МКГ	1
3	Автобетонозмішувач	СБ-92	6
4	Поворотна баддя	ЦНИИОМТП	2
5	Пневматичний відбійний молоток	МОП-3	2
6	Зварний трансформатор	AC/DC СТН-350	1
7	Вібратор глибинний	ІВ-4	2
8	Лом монтажний	-	2
9	Лопата совкова, штикова	-	2
10	Теодоліт	Т-1	2
11	Нівелір	НВ-1	2
12	Рівень	УГ1-300	4
13	Рулетка	РС-10	4
14	Строп двогілковий	СК1-10.0	2

5.9. Заходи безпеки з виконання робіт по влаштуванню бурюін'єкційних паль

Заходи по забезпеченню безпечного виконання робіт.

По проектній розмітці, там де буде встановлюватись бурова техніка, необхідно проводити роботи по підруванню ґрунту.

У випадках коли бурюін'єкційні палі закладаються на велику глибину, чи великих діаметрів, роботи виконуються повномасштабною буровою технікою яка дозволяє здійснювати контроль подачі бетонної суміші в свердловину.

При бурінні в водо насичених і обводнених ґрунтах, (ґрунтові води стоять високо до поверхні) шнеки необхідно обладувати кінцями з заслінкою для подачі бетону, яка перешкоджає потраплянню води з ґрунтом в буровий шнек.

При безперервній роботі допускається буріння сусідніх свердловин на відстані, що перевищує 3 діаметру вже сформованої опори. Якщо відстань

менше необхідного, розробляти свердловину можна лише до закінченню 24 годин після бетонування попередньої палі;

Підтримання постійного тиску подачі бетону обов'язково при заповненні свердловини, при зменшенні тиску необхідно знизити швидкість витягання шнекової колони;

Заповнення свердловини припиняється в момент, коли з порожнини починає виходити чиста від шламу і забруднень бетонна суміш. Після цього виконується очищення території від забрудненого бетону, в гирлі свердловини монтується кондуктор і проводиться бетонування наземної частини опори;

По завершенню бетонування бурова машина від'їжджає від свердловини і ґрунт, вироблена в процесі розробки порожнини, видаляється з майданчика екскаватором.

Армування палі відбувається відразу по завершенню заповнення свердловини бетоном і очищення гирла порожнини. Максимальна пауза між бетонуванням і армуванням не повинна перевищувати 20 хвилин.

У пробурену свердловину та заповнену бетонним розчином опускається арматурний каркас, якщо глибина буроін'єкційної палі велика, каркас опускається за допомогою динамічної навішування.

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1. Вступ

У кваліфікаційній магістровській роботі в розділі «Організація будівельного виробництва» розроблено:

- Будівельний генеральний план;

- Календарний план графік виконання робіт.

Основна задача організації будівельного виробництва полягає у якісному монтажу об'єкта в строго установлені терміни будівництва з умов раціонального застосування засобів механізації, матеріальних і трудових ресурсів з обов'язковим дотриманням вимог охорони праці та техніки безпеки.

Розробка будівельного генерального плану визначає якість інженерних рішень по організації комплексу будівельно-монтажних робіт на весь термін зведення об'єкта. Організація будівельного майданчика пов'язано з великою кількістю вирішення технологічних, соціальних та організаційних питань, що прямим чином впливає на якість і терміни зведення об'єкта на всіх його стадіях будівництва. Важливою задачею організації будівництва є вдосконалий вибір і розміщення об'єктів господарського комплексу: під'їзні дороги; площадки складування матеріалів; поставка будівельних матеріалів; конструкцій; виробів включаючи організацію транспорту; влаштування складів; електро-; енерго-; водопостачання, та інше. Важливе значення мають питання соціального забезпечення у будівельному виробництві: забезпеченість будівельного майданчика тимчасовими адміністративними та побутовими будівлями; системою санітарного обслуговування, зв'язку, та інше. Таким чином, при розробки проектний документ з організації будівельного виробництва генераль-ний план є одним з основних документів по зведенню проектуемого об'єкта.

Розробка календарного план - графіка виконання робіт встановлює чіткі терміни вводу об'єкта в експлуатацію, визначає послідовність ведення робіт бригадами робітників які мають різнопланову спеціалізацію. План - графік чітко співставлено з часом виконання окремих будівельно-монтажних робіт по кожній ділянці, що забезпечує планомірний випуск готової будівельної продукції. Він дає змогу планомірно та безперервно постачати і споживати матеріально-технічні ресурси та використовувати робочу силу.

6.2. Інженерна підготовка до організації будівельного майданчику

До виконання основного комплексу робіт з організації будівельного майданчику повинна бути проведена інженерна підготовка території забудови.

Згідно з правилами будівельного виробництва необхідно виконати певний комплекс заходів, склад яких визначається місцевими умовами території забудови та залежать від розташування (в межах території або за її межами).

До складу інженерної підготовки території входить створена єдиної геодезичної мережі, яка визначає габарити та координатне розтошування об'єкта на місцевості в межах відведеної ділянки під будівництво, що передбачає закріплення на місцевості точок по висоті та координата, відповідно проектної документації.

При наявності ґрунтових або поверхневих вод, виконуються роботи по водопониженню, відведенню або влаштуванню дренажних систем. В разі наявності родючого ґрунту на території будівництва такий шар знімається за товщиною, яка визначають особливостями рельєфу та характеристиками ґрунту.

6.3. Прийняті основні проєктні рішення з організації будівництва

1. Прийнято потоковий метод виконання будівельно-монтажних робіт.

2. Методи монтажу класифіковано та розподілено за ознаками:

За ступенем укрупнення:

- монтаж поелементний (дрібнорозмірні конструкції);
- монтаж укрупненими конструкціями (дрібнорозмірні конструкції перед підйомом збирають в великорозмірні);

- монтаж просторовими блоками (будівельні вироби на майданчику збираються у блоки).

За ступенем точності монтажу:

- монтаж вільний (метод поелементного нарощування конструкцій);
- монтаж напівпримусовий (обмеження руху елемента при застосуванні бетонанасосів, маніпуляторів);
- монтаж примусовий (обмежується руху конструктивного елементів при застосування засобів дистанційного управління).

За осний методом монтажу прийнято змішаний метод.

➤ **Організація транспортних перевезень.** Постачання всіх виробів, збірних конструктивних елементів та будівельних матеріалів безпосередньо на будівельний майданчик здійснюється із складів підприємств будівельної

індустрії, уникаючи зайвих перевантажень на проміжних складах. Перевезення виконуються авто транспортом відповідно до габаритів вантажу та їх маси.

Для організації безперебійного перевезення вантажів протягом всього терміну виконання робіт будівельний майданчик облаштовується тимчасавими дорогами, під'їздами, розворотними площадками та іше.

Тимчасові дороги складають єдину транспортну мережу на весь комплекс виконання робіт по зведенню житлового комплексу «Меркурій», яка забезпечує наскрізну і кільцеву схеми руху. Схема руху транспорту, розташування доріг визначено будівельним генеральним планом і забезпечує під'їзд в зону дії монтажних і завантажувально-розвантажувальних робіт, складам, майстерням, побутовим приміщенням.

→ **Змінність.** Для ручних процесів – прийнята одна зміна, для механізованих – дві. За календарним план - графіком, з метою скорочення термінів виконання тієї чи іншої немеханізованої роботи, дозволяється ввести двошмінний робочий день.

→ **Характер бригади.** Будівельно-монтажний процес розподіляється на однорідні операції, які виконуються ланками робітників відповідної кваліфікації. Всередині ланок, які складаються з робітників однієї або декількох професій, роботи розподіляються з такою метою, щоб найбільш складні операції виконувались робітниками більш високої кваліфікації. Ланки робітників об'єднуються в бригади для виконання окремих видів робіт.

В даному проекті передбачено комплексні бригади, до складу яких входять робітники різних професій.

Матеріальне забезпечення виконання робіт. Всі конструкції доставляються на будівельний майданчик авто транспортом із заводів, що знаходиться у радіусі 25,0 – 30,0 км від майданчику будівництва.

6.4. Роботи підготовчого періоду

В умовах зростання складності та поглиблення спеціалізації будівництва, безперервне вдосконалення технології та засобів механізації, методів

організації та управління, особливого значення набуває своєчасна та якісна підготовка будівельного виробництва.

Підготовка будівельного виробництва це комплекс взаємопов'язаних організаційних, технічних, планово-економічних і фінансових документів та певних заходів які розробляються та впроваджуються в будівництво з метою забезпечення виконання запланованих будівельних програм із найбільшою економічною ефективністю.

Головне завдання підготовки будівельного виробництва генпідрядної організації полягає в забезпеченні планомірного розгортання та здійснення всього комплексу будівельно-монтажних та інших суміжних робіт, які забезпечують введення об'єкта в експлуатацію у встановлені терміни з високими техніко-економічними показниками та якістю робіт.

Успішне будівництво з продуманої послідовності виконання окремих комплексів і видів робіт цілком залежить від якості підготовки будівельного виробництва. Так у підготовчому періоді перш ніж приступити до будівництва тимчасових доріг необхідно прокласти всі підземні комунікації.

До риття траншей під комунікацій слід приступати тільки при забезпеченості процесу усіма необхідними матеріалами, що відразу після риття траншеї відразу провести укладання труб їх випробування та засипку. Не можливо допускати знаходження траншей у розритому стані тривалий термін, бо може виникнути обвалення укосів траншей.

Будівництво тимчасових споруд, завезення і складування будівельних деталей слід проводити після виконання робіт з вертикального планування і прокладання мереж комунікацій.

У підготовчому періоді на будівельному майданчику виконуються роботи по інженерній підготовці і загальномайданчикові будівельні роботи.

До складу робіт з інженерної підготовки будівництва входять: планування (попередня) території будівництва; прокладка зовнішніх каналізаційних, водопровідних, газопровідних і теплофікаційних ліній;

прокладка електроосвітлювального, силового і слаботоочного кабелів; пристрій відсотків і прокладка доріг.

До складу загальномайданчикових робіт входять: очищення території будівництва (валка дерев і корчування пнів, знесення будівель) установка інвентарних переносних парканів для тимчасового огороження будівельного майданчика; завезення і розміщення на майданчик будівельних деталей, машин, обладнання тощо.

Розпочинати роботи підготовчого періоду дозволяється при наявності:

1) результатів з проведених інженерно-геологічних вишукувань;

2) затвердженої та погодженої в установленому порядку проектно-кошторисної документації;

3) акту виносу в натурі червоних ліній із прив'язкою до них відведеної ділянки та пятна забудови;

4) дозволу на розриття траншей і котлованів;

5) дозволу контролюючої будівництво організації на виробництво робіт

Тимчасове електропостачання здійснюється від тимчасової трансформаторної підстанції, прокладка кабелів електропостачання за постійною схемою виконується в основний період. Укладання кабелів і подальша засипка траншей повинна бути виконана безпосередньо, після розриття траншей.

Тимчасове водопостачання здійснюється від існуючих міських мереж по технічним умовам водоканалу.

Освітлення будмайданчика виконується прожекторами, встановленими на уніфіковані тимчасові опори.

Зовнішнє пожежогасіння здійснюється від трьох існуючих пожежних гідрантів, що розташовані на відстані 70-80 м навколо території будівельного майданчика.

Побутові приміщення забезпечуються первинними засобами пожежогасіння згідно з додатком 3, НАПБ А.01.001-2004. Крім того, вони обладнуються мобільним телефонним зв'язком.

6.5. Методи виконання будівельних робіт

Підготовчі роботи.

Територію майданчика розчищають від рослинності та огорожують парканом висотою 2,0м. Тимчасові будівлі та споруди встановлюються відповідно генплану забудови.

Влаштувуються тимчасові дороги, розворотні площадки, майданчики для зберігання особистого транспорту, організовується під'їзди та виїзди з попереджувальними та сигнальними знаками безпеки.

Розробка котловану.

Для розробки котловану здійснюється вибір машин та механізмів з урахуванням гідрогеологічних умов, ступеню щільності ґрунту та розмірів проекрованої конструкції.

Технологія проходу котловану екскаватором приймається виходячи з довжини розкриття ковша. Роботи з розробки котловану включають:

- перевірку глибини котловану;
- доведення глибини до проектного значення;
- прийом котловану за актом перед проведенням наступного комплексу робіт.

Монтаж бетонних конструкцій.

Арматура подається краном, в'язється в сітки, виставляється на бетонних прокладках, закріплюється і вивіряється.

Доставка бетонної суміші здійснюється з найближчого комбінату будівельних матеріалів автобетонозмішувачами.

Положення в плані, висотні відмітки і розміри повинні відповідати проекту та вимогам відповідних нормативних документів.

У місцях установки арматури мають бути видалені сміття, бруд, сніг і лід.

Контроль якості зварних з'єднань арматури повинен проводитися відповідно до ДСТУ Б В.2.6-168:2011 «Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматурні і закладних виробів залізобетонних конструкцій».

Загальні технічні умови». Змонтована арматура має бути закріплена від зсувів і збережена від пошкоджень, що можуть мати місце при бетонуванні.

Після закінчення бетонування необхідно:

- оберігати бетон від пошкоджень механічної дії;
- здійснювати заходи щодо витримки свіжоукладеного бетону до встановленої міцності (догляд за бетоном).

Комплексний процес монтажу конструкцій складається з наступних процесів й операцій:

- геодезична розбивка місця розташування колон;
- підготовка місць спирання;
- установка, вивірка й закріплення готових на опорних поверхнях;
- установка, вивірка та закріплення;
- розмітка місць установки;
- установка, вивірка й закріплення.
- розмітка місць установки конструкцій перекриття;
- монтаж конструкцій покриття.

Уніфіковані конструкції та будівельні вироби, що використовуються при виконанні будівельно-монтажних робіт, їхній порядок приймання, транспортування, зберігання та випробувань (в разі необхідності) повинні відповідати чинним вимогам стандартів та технічних умов.

Контроль за якістю цих робіт має бути постійним і зводиться до наступних функцій:

- контролю за якістю бетоном, його розшаруванням;
- контролю за транспортуванням і розвантаженням конструкцій;
- контролю геометричних розмірів по горизонталі та вертикалі.

Величини допустимих відхилень фіксуються актом прийомки робіт.

6.6. Вибір бантового монтажного крана

Вибір крана проводимо за його необхідними технічними показниками.

До технічних показників відносять: вантажопідйомність, висоту під'юма гака, довжину стріли.

Вантажопідйомність визначають за формулою: $Q_{кр} = Q_{ел} + Q_{осн} + Q_{вант}$.

$Q_{ел}$ - вага елемента, що піднімається, т;

$Q_{осн}$ - вага монтажної оснастки, т;

$Q_{гр}$ - вага вантажозахватного пристрою, т.

$$Q_{кр} = 8,95 + 0,3 + 0,05 = 9,3 \text{ т}$$

Висота під'юму гака визначається за формулою: $H_{стр} = h_0 + h_{ел} + h_{ст} + h_з$

h_0 - перевищення опори монтуемого елемента в монтажному положенні над рівнем стоянки, м;

$h_з$ - запас по висоті (в межах 0,5 – 1,0 м);

$h_{ел}$ - висота елемента в монтажному положенні, м;

$h_{ст}$ - висота строповки у робочому положенні, м,

$$H_{кр} = 43,85 + 1,0 + 3,3 + 2,0 = 50,15 \text{ м.}$$

Видіт стріли визначають: $L_{стр} = a^2 + b + c$

a - ширина підкранового шляху (за паспортними даними крану), м;

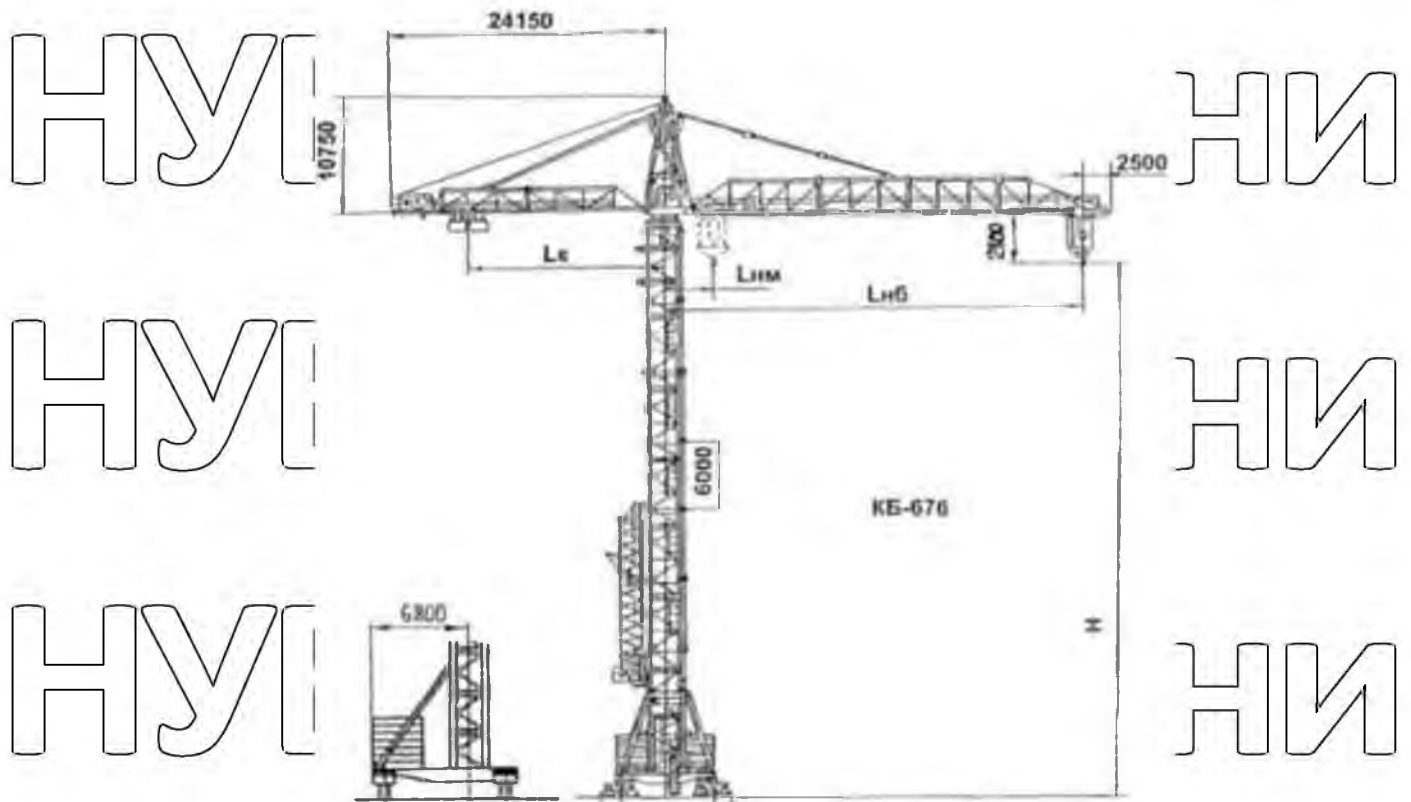
b - відстань від найбільш виступаючої частини будівлі до підкранового шляху, м;

c - ширина будинку в осях, м

$$L_{стр} = 4,5/2 + 2,5 + 24,8 = 29,5 \text{ м.}$$

За технічними характеристиками найбільш підходить баштовий кран

КБ-676, див. рис. 6.1.



Діаграма вантажопідємності

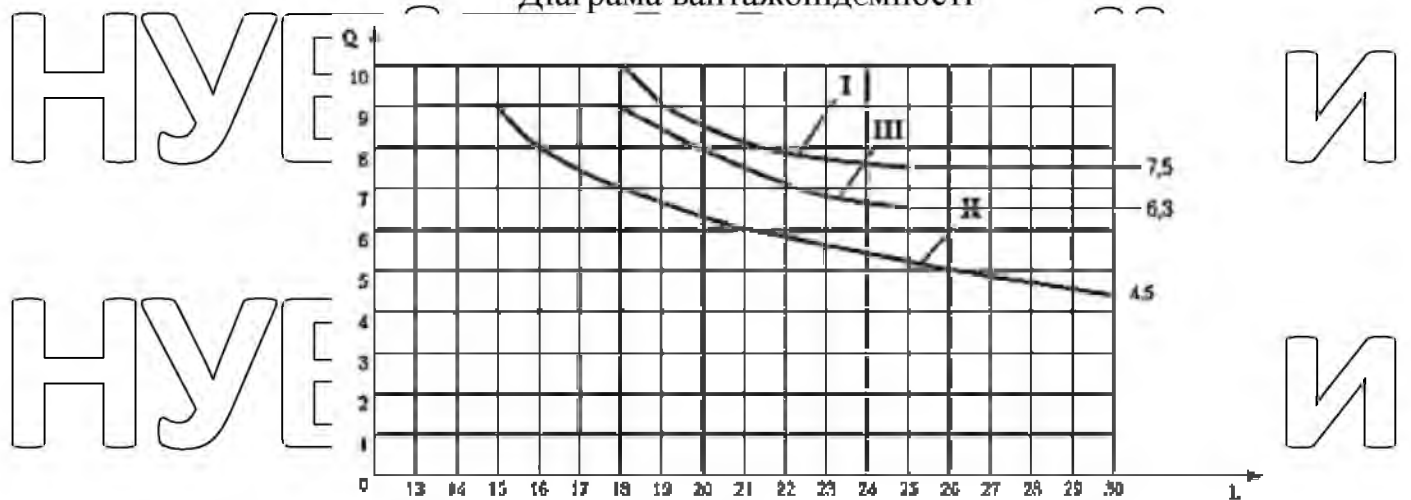


Рис. 6.1. Технічні характеристики баштового крана KB-676

6.7. Визначення потреби тимчасових будівель та споруд

Необхідність в організації будівництва тимчасових будівлях і спорудах адміністративно-господарського та санітарно-побутових приміщень визначається загальною кількістю робітників, інженерно-технічних працівників і службовців, що одночасно працюють на будівельному об'єкті. З метою економії необхідно прагнути до зменшення об'єму тимчасового будівництва.

Для цього використовуються тимчасові перевізні (вагончики) пересувні (однорусні і дворусні універсальні биговки), та збірно-розбірні будівлі. Потреба в тимчасових БіС наведена в таблиці 6.1.

Таблиці 6.1

Експлікація тимчасових будівель та споруд

N	Найменування	Розмір	Площа	Кіл-ть
1	2	3	4	5
1	Контора виконроба	2x2	4,0	1
2	Контора субпідрядника	2x2	4,0	1
3	Прохідна	2x2	4,0	2
4	Майстерня	4x5	20,0	1
5	Комора	4x5	20,0	1
6	Ідальня	9.5x8	76,0	1
7	Медпункт	4.5x4	18,0	1
8	Душові чоловічі	5x8	40,0	1
9	Душові жіночі	3x2	6,0	1
10	Приміщення для просушування одягу і взуття	4x2	8,0	1
11	Гардероби з умивальниками чоловічі	8.5x8	68,0	1
12	Гардероби з умивальниками жіночі	4x2	8,0	1
13	Туалет	2x2	4,0	1

6.8. Електрозабезпечення будівництва

Електропостачання будівництва здійснюється від міських стаціонарних джерел електроенергії кабельним шляхами з використанням обособленої трансформаторної підстанції.

Необхідна кількість електроенергії на потреби будівництва визначається із необхідної електроенергії для живлення трансформаторної підстанції по формулі:

$$P = n \cdot c \cdot k,$$

де $n = 155 \text{ кВ} \cdot \text{А}$,

$$k = 1,02; \quad P = 155 \cdot 1,02 \cdot 0,823 = 130,4 \text{ кВ} \cdot \text{А}.$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію типу КТПН-150.

6.9. Забезпечення водопостачання

При виробництві будівельних робіт вода витрачається на виробничі, господарсько-побутові потреби і передбачається для гасіння можливих пожеж.

Повна потреба води на зведення об'єкта визначається за формулою:

$$Q_{\text{заг}} = 0,5 \cdot (Q_{\text{вироб}} + Q_{\text{хоз}}) + Q_{\text{пож}}$$

де $Q_{\text{вироб}}$ - необхідна витрата води на виробничі нестатки; $Q_{\text{хоз}}$ - необхідна витрата води на господарсько-побутові нестатки; $Q_{\text{пож}}$ - необхідна витрата води на гасіння можливої пожежі.

Секундні максимальні витрати води на будівництво визначаються як сума виробничих Q_v , господарського-побутових $Q_{\text{госп}}$ і протипожежних потреб за формулою:

$$Q_{\text{заг}} = Q_v + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}}$$

$$Q_v = K_{\text{м}} \frac{q_n \cdot h_n \cdot K_2}{t \cdot 3600} = 1,2 \frac{400 \cdot 1 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 0,025 \text{ л/сек.}$$

Необхідна кількість води на господарського-побутові витрати:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{q_x \cdot h_p \cdot k_2}{t \cdot 3600} = \frac{25 \cdot 47 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 0,061 \text{ л/сек.}$$

Витрати води на протипожежні потреби:

$$Q_{\text{пож}} = 3 \text{ л/сек.}$$

Всього витрати води на будівництва:

$$Q_{\text{заг}} = 0,025 + 0,061 + 3 = 3,09 \text{ л/сек.}$$

Визначаємо діаметр водогону на період будівництва:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3,09 \cdot 1000}{3,14 \cdot 0,6}} = 104 \text{ мм.}$$

Найблищий діаметр водогазопровідної труби 125 мм, який ми і приймаємо.

6.10. Календарний план - графік виконання робіт

Календарний план-графік будівництва об'єкта розробляється на підставі даних інженерних досліджень, робочих креслень об'єкту, постачання будівельних конструкцій і матеріалів.

Підрахунок обсягів робіт виконується по робочим кресленням в одиницях виміру прийнятих в ЕНіР.

Трудомісткість виконання будівельних операцій, а також необхідне число машин/змін визначають по Єдиних нормах і розцінкам. При розрахунку трудомісткості робіт, вироблюваних в зимовий період, у норми витрат праці людей і машин вноситься поправочні коефіцієнти.

Для виконання кожного виду робіт вибираються машини та механізми, їхня кількість з врахуванням наявного фронту робіт.

Для скорочення загального терміну будівництва та раціонального застосування робочої сили і засобів механізації план - графіком передбачено поточне виробництво з відносно рівними об'ємами будівельно-монтажних робіт і рівною трудомісткістю, що формує ритмічний потік.

Важливим чинником при розробці календарних планів і визначення термінів будівництва є змінність роботи на майданчику - практика показує, що ведення робіт в дві і три зміни знижує собівартість робіт приблизно на 4-5%, а спільна тривалість будівництва об'єкту скорочується на 35-40%. Число змін роботи всякий раз має бути технічно і економічно обгрунтовано.

Щоденну кість робітників отримують підсумовуванням кількості працівників, що працюють цього дня на всіх видах робіт і будують графік руху робочої сили по об'єкту будівництва.

7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Проведені розрахунки кошторисів та ресурсних витрат виконані згідно встановлених вимог наступних нормативних документів:

- ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва»;

- ДСТУ Б Д.2.3:2012 «Ресурсні кошторисні норми на будівельно-монтажні роботи»;

- ДСТУ Б Д.2.2:2012 «Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи»;

- ДСТУ Б Д.2.7-1:2012 «Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів».

Кошториси складені в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси з виконання будівельно-монтажних робіт. При проведенні розрахунків кошторисів були прийняті наступні показники та нарахування:

Загальновиробничі витрати визначались відповідно до опосередкованих показників за ДСТУ-Н Б Д.1.1.3:2013 Додаток Б.

- Опосередкований показник ліміту коштів на влаштування титульних тимчасових будівель і споруд.

- Опосередкований показник ліміту коштів по додатковим витратам виконання будівельно-монтажних робіт в зимовий період.

- Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівельного процесу.

- Опосередкований показник розміру кошторисного прибутку для будівельно-монтажних організацій.

- Відрахувань на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій.

Приклад розрахунку кошторисної вартості наведено у додатку.

8. ЗАХОДИ З ОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ

8.1. Огородження будівельного майданчика

Територія будівельного майданчика на місцевості повинна захищатися огорожами:

~~захисно-охоронними~~ для уникнення доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними і шкідливими виробничими факторами (НШВФ) та забезпечення збереження матеріальних цінностей.

- **захисними** для уникнення доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- **сигнальними** для попередження небезпек в межах територій та ділянок з НШВФ.

За конструктивними рішеннями огорожі розподіляють на панельні, стоїчно-панельні та стоїчні.

Панелі огорож повинні бути прямокутними довжиною не нижче за 1,2 м, 1,6 м, 2,0 м. Відстань між стійками сигнальних огорож повина бути не більше 6,0 м. Огорожа повинна бути збирально-розбірною з типовими елементами з'єднання та деталями кріплення. Вишина для захисно-охоронних огорож – 2,0 м, для захисних (без козирка) – 1,6 м. Вишина стійок сигнальних огорож – 0,8 м. Об'єкти будівництва розташовані вздовж вулиць, проходів, проїздів огорожуються огорожею заввишки не менше 2,0 м.

Паркан, розташований на відстані менше ніж 10,0 м від будівлі, обов'язково влаштовується з захисним козирком над тротуарами в місцях руху пішоходів. Захисний козирок поверху влаштовується з підйомом у 20,0 градусів.

Мінімальна ширина тротуару 1,2 м і при цьому влаштовуються перила заввишки 1,1 м.

У місцях руху робочих через траншеї та канали (глибиною понад 1,0 м) влаштовуються спеціальні містки та переходи шириною не менше 0,6 м з поручнями 1,1 м. Місця складування огорожують стійками 1,2 м з горизонтальними елементами.

8.2. Організація освітлення будівельного майданчику

Одним з факторів зниження виробничого травматизму є правильне освітлення будмайданчику з рівномірним розподілом світлового потоку на робочі місця, проходи, проїзди, місць складування, біля санітарно-побутових приміщень, у самій будівлі та при виконанні земляних робіт.

Освітлення повинно бути рівномірним і достатнім для виконання будь-якого будівельного процесу та задовольняти вимоги нормам і правилам ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення. Нормування».

Освітлення виконують засобами загального рівномірного, локалізованого, або місцевого освітлення – інвентарними освітлювальними стояками чи переносними приладами. Загальне рівномірне освітлення повинно бути не менш 2,0 лк. Якщо виникає потреба збільшити освітлення, то воно доповнюється локалізованим освітленням.

Освітлення в темний час доби нормують для:

- робочим, охоронникам 0,5 лк;
- евакуаційне освітлення в будівлях – 0,5 лк, в робочих зонах – 0,2 лк;

Для освітлення використовують світильники та освітлювальні прожектори.

Прожекторне освітлення має ряд зручностей:

- економічність;
- забезпечує як вертикальне, так і горизонтальне освітлення;
- при прожекторному освітленні менша завантаженість території;
- зручність в обслуговуванні.

Світлотехнічним розрахунком прожекторного освітлення визначають тип прожектора, кількість, висоту, місце влаштування, кути ухилу у горизонтальній і вертикальній площинах.

Розрахунок прожекторного освітлення визначається за формулою:

$$N = m E k S / P,$$

де N – кількість прожекторів;

m – коефіцієнт, який враховує світлову віддачу джерела світла, коефіцієнт корисної дії (ККД) прожекторів (для ламп розжарювання, ЛР, – 0,2- 0,25; для дугових ртутних ламп, ДРЛ, – 0,12-0,16);

E – нормативна освітленість, лк;

k – коефіцієнт запасу;

S – площа, м²;

P – потужність лампи, Вт.

Мінімальна висота улаштування прожекторної щогли визначається за формулою:

$$I = (P / 300)^{1/2},$$

де I – максимальна сила світла лампи, кд.

8.3. Організація санітарно-побутового обслуговування будівельників

Санітарно-побутове обслуговування передбачає обладнання виробничо-побутових приміщень:

- для зберігання одягу;
- особистої гігієни;
- відпочинку;
- обігріву чи охолодженню робочих;
- уходом за спецодягом;
- медичним обслуговуванням;
- харчуванням.

Необхідні санітарно-побутові площі виконуються у вигляді інвентарних приміщень (пересувні, контейнерні, збірно-розбірні, інші).

Проектування санітарно-побутового обслуговування передбачає розрахунок потреби в виробничо-побутових приміщеннях і розміщенні їх на будівельному майданчику об'єкта.

При розрахунках потреби у виробничо-побутових приміщеннях можливі два випадки: коли відома тільки річна програма робіт організації або коли є календарний графік виробництва робіт і графік руху робочої сили, тобто відома кількість робітників організації.

У методиці розрахунку необхідності виробничо-побутових приміщень є два випадки. Перший випадок виникає на етапі розробки проекту організації будівництва та визначає загальну чисельність працюючих на об'єкті по формулі:

$$N = P_p / P_n,$$

де P_r – вартість річної програми;

N_n – нормативний річний виробіток одного робітника.

Кількість чоловіків: $N_{ч} = 0,7N$;

кількість жінок: $N_{ж} = 0,3N$.

При цьому по категоріям вони розподіляються наступним чином:

– робітників: $N_r = k_r \cdot N$;

– інженерно-технічних робітників: $N_{итр} = k_{итр} \cdot N$;

– МОП і охорона: $N_{моп} = k_{моп} \cdot N$.

де $k_r, k_{итр}, k_{моп}$ – нормативні коефіцієнти категорій робітників (відповідно до відника),

У другому випадку визначають склад найбільшої зміни:

$$N_{ч зм} = k_n \cdot N_{ч}$$

$$N_{ж зм} = k_n \cdot N_{ж}$$

де $k_n = 0,7 - 0,88$ нормативний коефіцієнт.

Потрібні площі і обладнання виробничо-побутових приміщень i -го виду визначають по формулам:

$$A_{ч i} = k_{i ч} \cdot N_{ч зм}; A_{ж i} = k_{i ж} \cdot N_{ж зм},$$

де k_i – нормативний показник потреби по видам приміщень і обладнання.

8.4. Визначення небезпечних зон будмайданчика

При організації будмайданчика, розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин і транспортних засобів, проходів для людей слід встановлювати небезпечні для людей зони, в межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні та шкідливі виробничі фактори (НПВФ).

Небезпечні зони повинні бути позначені знаками безпеки і написами встановленої форми.

До зон постійно діючих НПВФ відносять зони:

- поблизу від неізолюваних струмопровідних частин електроустаткування;

- поблизу (на відстані менше 2,0 м від неогороджених перепадів по висоті на 1,3 м і більше) виїмок, канал, траншей;

- в місцях переміщення машин і обладнання або їх частин чи робочих органів;

- в місцях, де знаходяться шкідливі речовини в концентраціях вище гранично допустимих або впливає шум інтенсивністю вище гранично допустимої;

- в місцях, над якими проходить переміщення вантажів вантажопідіймними кранами.

До зон потенційно діючих НШВФ слід відносити:

- поблизу ділянок виробництва монтажних робіт, тобто сама монтажна ділянка;

- поверхи (яруси) будинків і споруд в одній захватки, над якими проходить монтаж конструкцій;

- поблизу неогороджених технологічних проломів і отворів в перекриттях, покриттях, до яких можливий доступ людей - місця улаштування обладнання, вентиляційних камер, ліфтів, клітин дробин та ін.;

- отворів у стінах при односторонньому приєднання до них настилу (перекриття), коли відстань від рівня настилу до низу отвору менше 0,7 м.

Небезпечні зони на будмайданчику, пов'язані з роботою вантажопідіймних машин і механізмів. Межі таких небезпечних зон, де можлива поява постійно діючих (при переміщенні вантажів вантажопідіймними кранами), потенційно чи діючих (при веденні робіт у монтажній зоні) небезпечних виробничих факторів, пов'язаних з падінням предметів з висини, визначають відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 ССБП Промислова безпека у будівництві. Основні положення. Так, межа небезпечної зони при висоті можливого падіння предметів до 20,0 м встановлює 7,0 м, від 20,0 до 70,0 м – 10,0 м. На будгенплані вказуються небезпечні зони, на яких поява людей стає небезпечною.

Зону роботи крана і переміщення вантажів, небезпечну зону шляхів і зону роботи підійомника. Монтажною небезпечною зоною вважають ділянку,

розташовану понизу під робочою ділянкою, межа якої визначається горизонтальною проєкцією площі S , збільшену на безпечну відстань:

$$P = 0,3 H$$

де H – висота, на якій ведуться роботи.

Небезпечною зоною при роботі баштових кранів і переміщенні вантажів є площа, обмежена паралельними лініями на відстань від осі підкранової колії на величину найбільшого вильоту стріли в кожную сторону з можливим відльотом вантажу при його падінні. Ширина небезпечної зони в поперечному

перерізі дорівнює:

$$B = b + 2(R + S);$$

довжина в подовжньому перерізі:

$$L = l + 2(R + S);$$

де b і l – ширина і довжина підкранової колії, м;

R – максимальний виліт гака, м;

S – відліт вантажу при його падінні.

Відліт вантажу при падінні з висоти h від точки його підвішування може бути визначений за формулою:

$$S_k = 0,32 \omega R \sqrt{h},$$

де ω – кутова швидкість обертання стріли, с⁻¹.

Ця формула враховує тільки мочаткову лінійну швидкість ωR і висоту вантажу над землею і, таким чином, застосовна тільки для компактних

вантажів, що володіють низькою парусністю, тобто з малим опором повітряному потоку, який обтікає. Для панелей та плит з високою парусністю відліт вантажу визначають за наступною формулою:

$$S_n = \sqrt{h} [m (1 - \cos \alpha) \cdot a],$$

де S – гранично можливий відліт конструкції в сторону від первинного положення її центру ваги при можливості вільного падіння, м;

m – довжина стронів, м;

h – висота підйому конструкції над рівнем землі, монтажним горизонтом в процесі монтажу, м;

α – кут між вертикаллю і стропом, град;

a – половина довжини конструкції, м.

Для автомобільних і гусеничних кранів небезпечною зоною є площа, описана радіусом, який дорівнює найбільшому вильоті стріли плюс найбільш можливий відліт вантажу при його падінні. Небезпечна зона роботи підйомника охоплює простір можливого падіння вантажу, що піднімається. Небезпечну зону слід приймати для будівель заввишки до 20,0 м не менше 5,0 м від підйомника в плані, а для будівель більшої висоти – $0,25H$,

де H - висота будівлі, м.

При розробці ПВР на монтаж конструкцій слід враховувати вертикальну небезпечну зону, яка виникає на верхніх поверхах. У цих випадках слід враховувати відстань від гака крана або противаги до монтажного горизонту, яке повинно бути не менше 2,0 м і відстань від стріли крана до більш близького до крана елемента будівлі по горизонталі 1 м. Відстань від противаги крана до максимально виступаючого елемента будівлі має бути не менше 0,4 м.

Небезпечна зона при роботі екскаватора з прямою лопатою в котловані дорівнює:

$$R = r + b + 1,$$

де r – найбільший радіус копання, м;
 b – відстань від верху забою до лінії кута природного укосу, м.

Небезпечні умови виникають при розташуванні кранів та інших будівельних машин поблизу котлованів і траншей. Допустиму безпечну відстань від верхньої будови колії (кінця шпали, гусениці, колеса) до укосу виїмки визначається за формулою:

$$l = 1,2 h \cdot a + 1,$$

де h – глибина котловану або виїмки, м;

a – коефіцієнт закладення укосу (для насипних, піщаних, гравійних ґрунтів 0,8, суглинаних 0,5, суглинних 0,4, глинистих 0,3).

Небезпечна зона в місцях проходження тимчасових електричних мереж визначається простором, в межах якого працюючий може торкнутися проводу деталями, які встановлюються, або довгомірними елементами. Небезпечна зона в цих випадках визначається максимальною довжиною елемента плюс 1,0 м. Відстань безпечного наближення до ліній електромереж, які проходять по території будмайданчика, встановлюються в залежності від напруги:

- до 20,0 кВ – 10,0 м;
- до 35,0 кВ – 15,0 м;
- до 110,0 кВ – 20,0 м,
- до 220,0 кВ – 25,0 м.

Небезпечна зона встановлюється в обидва боки від крайніх проводів. У цій зоні не дозволяється проводити роботи, складати матеріали, розміщувати тимчасові споруди і будівлі без погодження з організацією, яка експлуатує цю мережу.

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

ОПТИМІЗАЦІЯ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ІЗ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛІ

9.1. Пальові фундаменти їх типи та особливості

Пальовий фундамент – це фундамент, в якому для передачі навантаження від будівлі на ґрунтову основу використовуються палі. Фундамент на палях доцільно зводити в тих випадках, коли нестисливий шар ґрунтової основи знаходиться глибоко і інші типи фундаментів зводити неможливо (в разі зведення об'єкта на слабких ґрунтах з низьким розрахунковим опірною ґрунтової основи R_0 , МПа).

Розрізняють два види палей: висячі та палі-стійки. Висячі палі не впираються в нестисливий шар ґрунту, їх стійкість забезпечується силою тертя між бічною поверхнею палі та ґрунтом. Палі-стійки впираються в міцний шар ґрунту, тому вони вважаються більш надійними.

В залежності від розміщення палей в плані їх класифікують: одиничні палі, палі стрічкових фундаментів, паліні купи та суцільне палеве поле.

Одиничні палі - використовують під легкі споруди (наприклад, легка одноповерхова будівля), коли навантаження від колони будівлі або від стику панелей сприймає одна палля. Іноді палі є одночасно колонами будівлі. Такі конструкції називають паллями-колонами.

Стрічкові пальові фундаменти - використовують під стіни будівель або інші протяжні конструкції. Розрізняють однорядне та багаторядне розміщення палль. При багаторядному розміщенні палль пальовий фундамент легко сприймає гне тільки вертикальне навантаження, але й момент; при однорядному розміщенні палль позакентрова прикладене навантаження визиває згин палль. При однорядному розміщенні палль під внутрішніми та зовнішніми стінами будівлі, яка має просторову жорсткість, верхні частини палль не можуть робити на згин, так як над підвальне перекриття та перехрестя стін заважають розвитку деформації в паллях.

Пальні куші - це групи палль, які розміщуються під певними конструкціями (колонами, діафрагмами, тощо).

Суцільне палеве поле - використовують під важкі (висотні) будівлі, коли палі розміщені по деякій сітці під усією спорудою. На суцільне палеве поле спираються всі конструкції споруди (колони, стіни, обладнання).

Палевим полем - називають таку систему палль, розміщених під об'єктом, яка складається з окремих палль, стрічок та пальових кушів. Щоб усі палі фундаменту працювали одночасно, їх об'єднують зашвобетонною плитою, який забезпечує розподіл навантажень на кожную паллю та забезпечує рівномірність осадки або, при несиметричній загрузці, осадку з креном без згину. Розрізняють Пальові ростверки класифікують. низький, підвищений та високий.

Низький ростверк (рис. 9.1, а)- розміщують нижче поверхні ґрунту.

Такий ростверк маже представляти частину вертикального тиску на ґрунтову основу по своїй підшві та сприймати тиск від горизонтальних сил.

Підвищений ростверк (рис. 9.1, b) - не заглиблюють у ґрунт, а розміщують безпосередньо на поверхні. Такі ростверки можна встановлювати там, де при промерзанні не проходить пучення верхніх шарів ґрунту.

Високий ростверк (рис. 9.1, c) - розміщують вище поверхні ґрунту, тому навколо верхньої частини паль відсутній ґрунт. Оскільки верхня частина вертикальних паль має найбільший опір на поперечний згин при дії горизонтальних навантажень, крім вертикальних паль забирають нахилені по двом-трьом напрямкам.

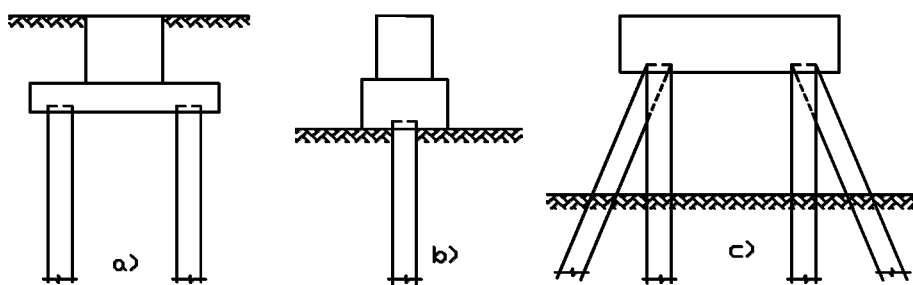


Рис. 9.1. Типи пальових ростверків: а - низький, б - підвищений, с - високий

9.2. Особливості розрахунку та конструювання пальових фундаментів

Проектування пальового фундаменту пов'язана з вирішенням двох головних завдань: вибір оптимального виду паль, визначення їх параметрів (поперечний перетин і глибина занурення) та необхідної кількості.

Порядок проектування пальових фундаментів:

1. По даним геологічних характеристик ґрунтів встановлюють тип пальового фундаменту (із висячих паль або з паль-стойок);
2. Вибирають матеріал та спосіб занурення паль, призначають їх основні розміри з врахуванням геологічних умов і характеру навантаження;
3. Визначають несучу здатність одиначної паль, а також кількість паль в фундаменті;
4. Розробляють креслення пальового поля з необхідною кількістю паль та їх розташування (розміри ростверку повинні бути мінімальними і відповідати потрібній кількості паль);

5. Назначають розміри ростверку по висоті та виконують необхідні розрахунки.

9.2.1. Методика розрахунку пальових фундаментів

Пальові фундаменти розраховуються по двом групам граничних станів.

1. За першою групою граничних станів на несучу здатність палі по ґрунту F_d та матеріалу F_m .

2. За другою групою граничних станів по деформаціям пальнової основи та переміщення пальь.

Сутність розрахунків полягає в дотриманні умов, що не перевищують граничні значення.

Розрахунок по першій групі граничних станів:

- для одиночної палі, центрально навантаженої та пальь розташованих на головних осях позацентрова навантаженого фундаменту:

(1) $N_p \leq P_d$;
- для крайніх пальь позацентрова навантаженого фундаменту при обмеженні його крену

(2) $P_d < N_{p \max} \leq 1,2P_d$, $N_{p \min} \geq 0,4P_d$.
- для пальь, які працюють на дію горизонтальні сили
 $F_{hp} \leq P_h$.

(3) По другій групі граничних станів:
 $S \leq S_u$. (4)

Де у формулах (1-4):

N_p, N_{pi} - поздовжні сили, що передаються на палю;

F_{hp} - горизонтальна складова навантаження на палю, кН;

P_d, P_h - осьова та горизонтальні розрахункові навантаження, які допускаються для палі, кН;
 s - будь-який вид деформації фундаменту або його елементу;

S_u - граничне значення відповідної деформації, яке встановлюється нормами.

Кількість палей в фундаменті визначається за формулою:

$$n = \frac{N_r \gamma_m}{P};$$

(5)

де γ_m - коефіцієнт, який враховує дію моменту та горизонтальної сили.

Значення n обов'язково округлюється в сторону збільшення числа.

Розташування палей під об'єктом визначається по конфігурації плану і залежить від величини, характеру навантаження та ґрунтових умов.

Розрахункове навантаження на палю N у палевих фундаментах, нормальне до площини розтверку і визначається за формулою:

$$N = \frac{N_l}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2};$$

(6)

де N_l, M_x, M_y - розрахункова стискаюча сила, кН, та розрахункові моменти, кНм;

x_i, y_i - відстані від головних осей в плані до осі кожної палі, м;

x, y - відстані від головних осей в плані до осі палі, відповідно для якої розраховується нормальне навантаження, м.

Якщо враховується короткочасне діюче навантаження (вітер, сніг) допускається перенавантаження крайніх палей до 20%.

При розрахунках обов'язкове виконання наступних вимог:

$$N_{cp} \leq P;$$

(7)

НУБІП

$$N_{\max} \leq 1,2P; \quad (8)$$

$$N_{\min} \geq 0.$$

(9)

В разі коли $N_{\min} < 0$, тобто передається висмикуючи навантаження на палю, то відповідно повинна виконуватись умова:

$$N_{\min} \leq \frac{F_{du}}{\gamma_k} = P_{du}.$$

(10)

Розрахунковий опір польового фундаменту із паль-стойок визначають як сума несучих спроможностей всіх паль.

Розрахунок пальового фундаменту із висячих паль виконується в послідовності:

1. По несучій здатності окремих паль, які утворюють фундамент;
2. По деформаціям (по осадкам) ґрунтової основи всього пальового фундаменту, що розглядається як умовний суцільний масив і включає ґрунт та палі.

При цьому контури умовного масиву визначаються:

- зверху поверхня панування ґрунту;
- знизу горизонтальна площина в рівні нижніх кінців паль;
- з боків вертикальні площини, відстаючими від зовнішніх граней паль у

крайніх рядів на відстань $l \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cpII}}{u}$ (рис. 9.2).

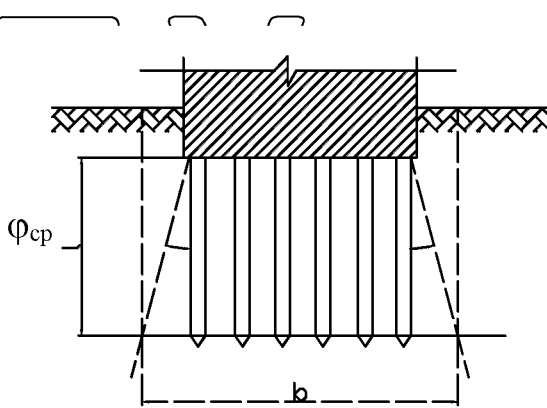


Рис. 9.2. Схема для визначення розмірів умовного пального фундаменту

Середнє значення кута внутрішнього тертя визначається по формулі:

$$\varphi_{\text{срII}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\varphi_{\text{нI}} h_1 + \varphi_{\text{нII}} h_2 + \dots + \varphi_{\text{нn}} h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}.$$

(11)

де $\varphi_{\text{нI}}, \varphi_{\text{нII}}, \dots, \varphi_{\text{нn}}$ - кут внутрішнього тертя ґрунтів в межах довжини палі,

h_1, h_2, \dots, h_n - відповідно товщина кожного шару уздовж бокової поверхні палі.

Залізобетонні розтервки розраховуються по діючим нормам проектування залізобетонних конструкцій.

Розрахунок по другій групі граничних станів:

Розрахунок основ будівель по деформаціям полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, які забезпечують нормальну експлуатацію споруди.

Деформацію основ спричиняють: зовнішні впливи; зміна характеристик фізичного стану ґрунту (сповзання, просадка, набухання, тощо).

Деформації основ розраховуються в залежності від розмірів фундаментів двома способами: методом пошарового сумування; методом лінійно-деформованого стану.

Метод пошарового сумування - розраховуються осадки фундаментів шириною менше 10,0 м, а також при відсутності в межах стискуючої товщі ґрунтів з модулем деформації $E > 100 \text{ МПа}$. В даному методі розрахункова схема основи прийнята в вигляді лінійно-деформованого на півпростору з умовним обмеженням глибини стискуючої зони. При розрахунку осадки фундаменту методом пошарового сумування прийняті припущення:

1. Враховуються тільки осьові максимальні стискуючі навантаження. Деформації ґрунту визначаються по неможливості його осевого розширення!

2. В кожному горизонтальному перерізі (елементарному шарі) вертикальні напруження приймаються розподіленими по прямокутній епюрі з ординатою, рівною середньому значенню додаткового вертикального напруження $\sigma_{zp,i}$ в межах кожного шару;

3. В межах кожного горизонтального шару по висоті повинна бути однорідна стискаємість ґрунту, що характеризується модулем деформації ґрунту E_i ;

4. Деформація основи враховується в межах стиснутої зони, межею якої є умова:

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg},$$

(12)

де σ_{zp} - додаткове вертикальне напруження на глибині $z = H_c$ по вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту;

σ_{zg} - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту;

H_c - глибина стисливого шар.

5. Осадка основи S приймається рівною сумі деформацій окремих шарів ґрунту в межах стисливої товщі:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i ; \quad (13)$$

$$S_i = \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \beta . \quad (14)$$

де S_i - деформації в межах одного горизонтально шару, см;

$\beta = 0,8$ - коефіцієнт, що коректує спрощену схему розрахунків;

$\bar{\sigma}_{zp,i}$ - середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му шарі ґрунту, рівне півсумі вказаних напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i межах шару по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту:

$$\bar{\sigma}_{zp,i} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2} . \quad (15)$$

h_i, E_i - відповідно товщина та модуль деформації i -го шару ґрунту.

Розрахунок осадки фундаменту проводиться у послідовності:

1. Скласти схематичний ескіз фундаменту з геологічним перерізом;

2. Зліва від осі фундаменту побудувати епюру напружень від власної ваги ґрунту, при чому її побудування необхідно починати від планувальної. Ордината напружень від власної ваги σ_{zg} вираховується в характерних площинах (на нижній межі шарів, під подошвою фундаменту) по формулі, кПа:

$$\sigma_{zp} = \sum \gamma_i h_i. \quad (16)$$

де γ_i - питома вага ґрунту, кН/м³;
 h_i - товщина шару ґрунту, м.

3. Основа ділиться на окремі горизонтальні шари, товщину яких можна приймати не більше $0,4b$ (b - ширина фундаменту).

4. По осі фундаменту (справа) будують епюру додаткових напружень σ_{zp} . Додатковий тиск нижче подошви фундаменту та глибині:

$$\sigma_{zp} = \alpha P_0. \quad (17)$$

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0}. \quad (18)$$

де α - коефіцієнт враховуючий зміну додаткового тиску по глибині;
 P - середній тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень при розрахунку по II групі граничних станів, кПа.

$\sigma_{zg,0}$ - напруження від власної ваги на рівні подошви фундаменту від ґрунту, що знаходяться вище;
 P_0 - додатковий тиск на основу, кПа.

По закінченню розрахунків і аналізу отриманих результатів роблять висновки по конструктивному рішенню пальового фундаменту, необхідності підсилення чи оптимізації.

9.2.2. Принципи проектування пальових фундамент

При проектуванні польового поля, якщо різниця зусиль в палях не перевищує 40%, допускається рівномірне розташування паль плані.

Довжину паль призначають в залежності від ґрунтових умов. Як правило, паль занурюють в малостискаємий ґрунтовий/пропарок.

Оптимізація поперечного перерізу палі проводиться залежності від характеру її роботи, значенням діючим розрахунковим навантаженням і застосуванням кращого використання матеріалу палі.

Поєднання залізобетонних палі із ростверком можливо приймати як шарнірним (вільне обпирання ростверку на палі), так і жорстким (з'єднання арматурних каркасів палі і ростверку).

Вільне поєднання повинне виконуватися шляхом закладення голови палі в ростверк на глибину 5,0-10,0см. Закладення випусків арматури при цьому необов'язкове.

Жорстке поєднання палі з ростверком необхідно передбачати, коли:

1. Стовбури палі розміщуються в слабких ґрунтах (рихлі, ґлинисті з $I_L > 1$);
2. В місці зосередження навантаження, прикладене з ексцентриситетом (фундамент сприймає значні моментні навантаження);
3. На палю діють горизонтальні навантаження, переміщень яких при вільному обпиранні виявляється більшим гранично припустимих значень;
4. Палі працюють на висмикуючи зусилля.

Звис залізобетонного ростверку (відстані від краю ростверку до найближчої грані палі) в фундаментах будівель повинен бути не менше 10,0 см.

Висота залізобетонного ростверку визначається по розрахунку, але не менше 40 см. Під ростверками необхідно передбачити підготовку із бетону ($\geq 10\text{см}$) або щебню ($\geq 20\text{см}$).

9.3. Постановка задачі дослідження оптимізації палевих фундаментів

Можливість скоротити витрати на будівництво ще на стадії проектування дозволяє вважати дослідження, яке направлене на розробку методу оптимізації параметрів палевих фундаментів на основі оптимального поєднання економічних і надійних проектних вирішень. Цією оптимального проектування палевих фундаментів є найкраще конструктивне рішення серед багатьох потенційно можливих рішень. Цей критерій має назву – критерій

оптимальності. Процес оптимізації пов'язаний з пошуком мінімального значення цільової функції в зоні визначення параметрів з накладеними обмеженнями. Оптимізаційну модель фундаментів із буроін'єкційних паль представлено: розрахунками параметрів пальового фундаменту, до яких відносяться довжина та діаметр паль, загальна кількість паль в фундаменті та осеві відстані між ними. Це дозволяє, варіюючи змінними параметрами фундаменту, визначити таке їх поєднання, при якому забезпечується його надійна робота по умовах I і II групи граничних станів при одночасному досягненні найкращих техніко-економічних показників проектного рішення.

Використання алгоритму оптимізації дозволяє здійснити пошук оптимальних проектних рішень пальових фундаментів з урахуванням встановлених в даній роботі закономірностей взаємного впливу буроін'єкційних паль та роботи ростверку без безпосередньої перевірки та порівняння потенційно можливих варіантів, що істотно полегшує і прискорює процес проектування.

Об'єкт дослідження – буроін'єкційної палі типової житлової секції Б-2 (15 поверхів) житлового комплексу «Меркурій» в м. Бровари

Мета роботи – визначити оптимальний перетин, кількість і глибину занурення буроін'єкційних паль та висоту і армування ростверку.

Методи дослідження – аналітичні, чисельні.

Наукова новизна – визначення алгоритму оптимальних проектних рішень пальових фундаментів.

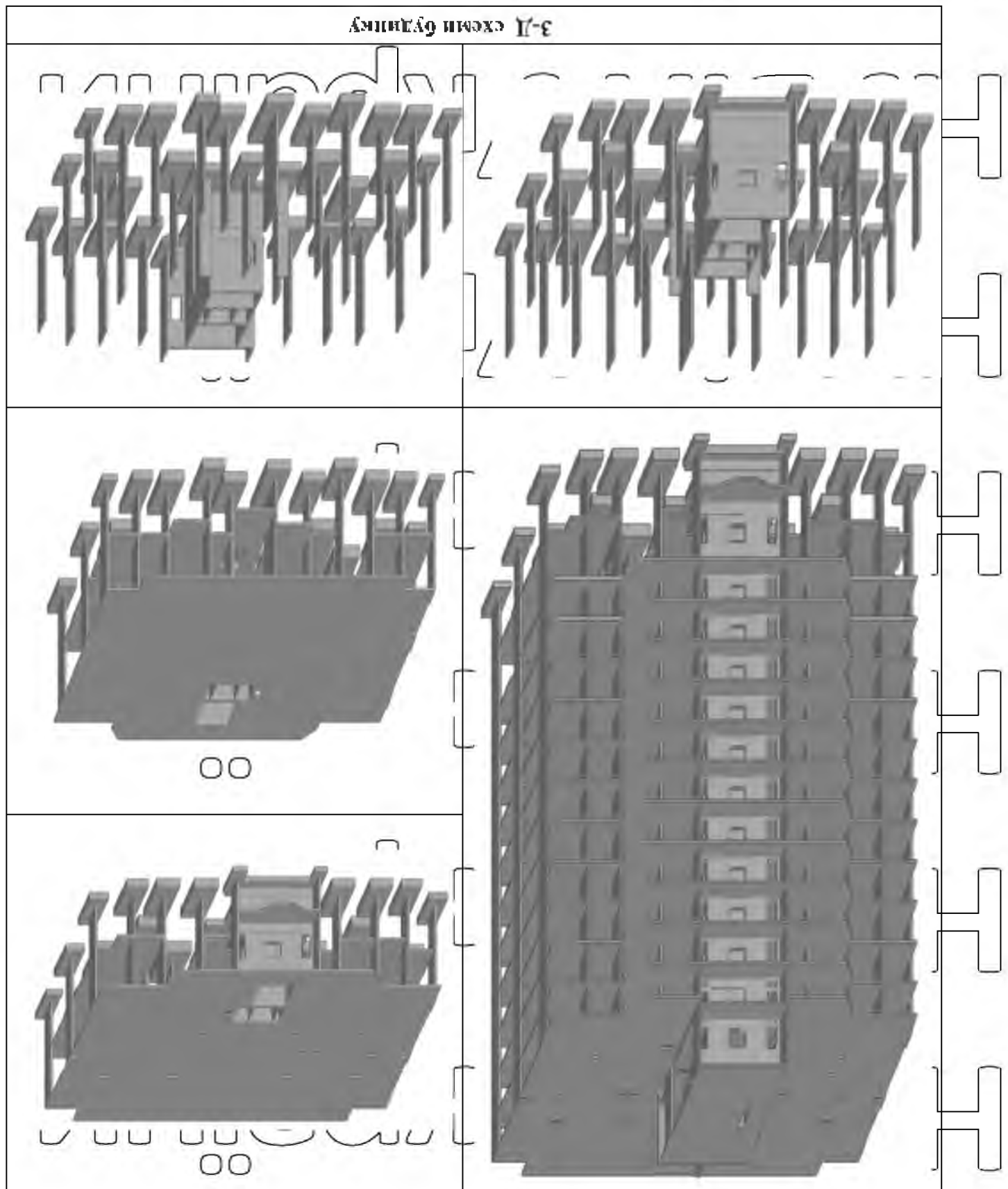
Результати робіт – по отриманим рахунковим даним пальових фундаментів провести оптимізацію пальового фундаменту типової житлової секції Б-2 (15 поверхів)

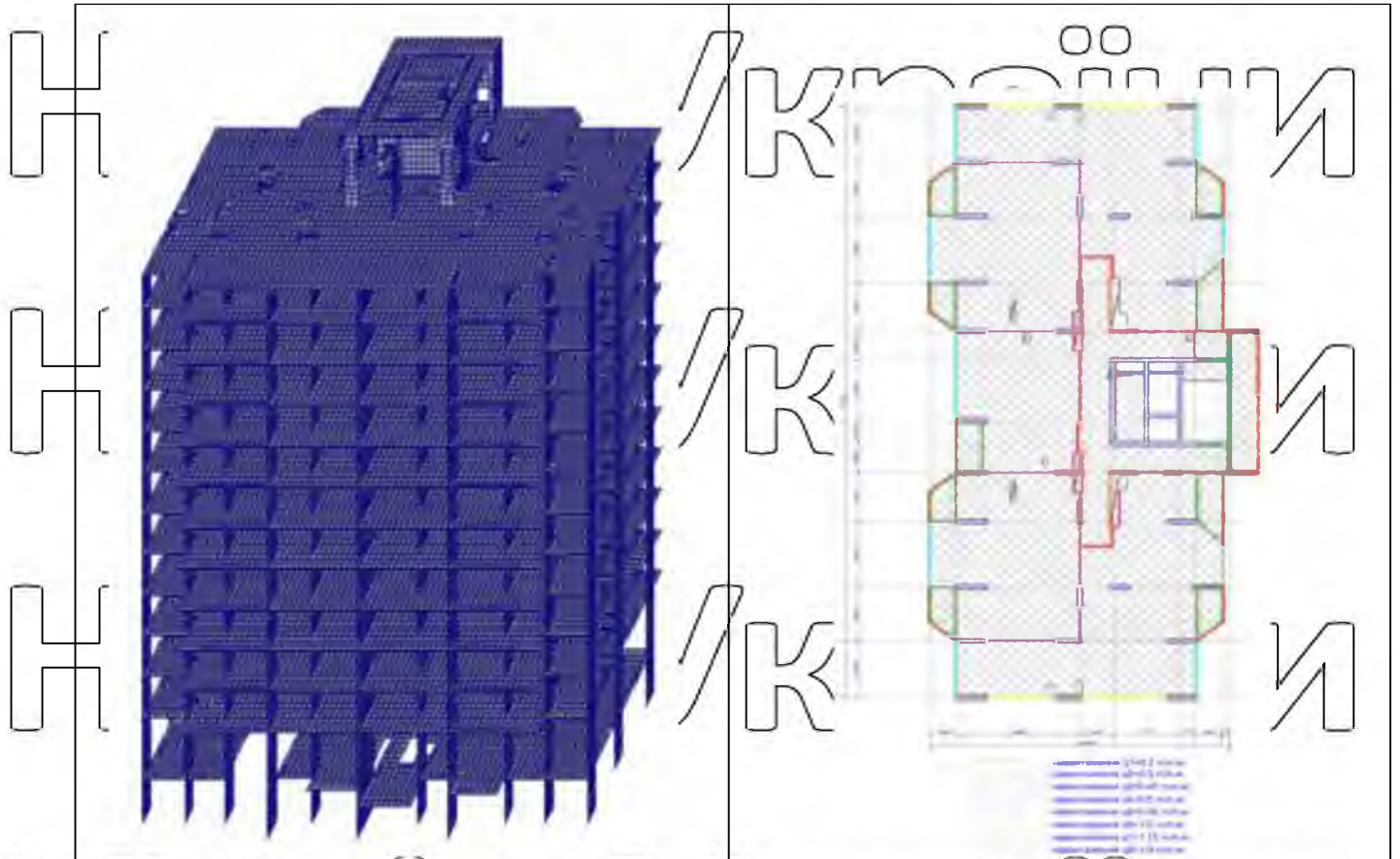
9.4. Розрахунок пальового фундаменту в ПК «МОНОМАХ»

9.4.1. Побудова розрахункової моделі

НҮБ!Ү КРАИНИ

Э-схем илэрхэ Ү-э





Розрахункова схема МСЕ

Збір навантажень на ростверк фундаментів



Схеми постійного та короткочасного навантажень

довготривалі та короткочасні навантаження

Навантаження центральне за II-гим граничним станом:

$$F_{II}^{(1)} = q_{m22} \cdot A^{(1)} = 1,50 \cdot 22 \cdot 478,8 = 158000 \text{ т}$$

для Б-2 $q_{m22} = 15$, $A^{(2)} = 688,8 \text{ м}^2$

$$F_{II}^{(2)} = q_{m17} \cdot A^{(2)} = 1,50 \cdot 17 \cdot 688,8 = 17564,4 \text{ т}$$

НУБІП України

Навантаження на 1 м² плити розтертку секції приймаємо – 25,0 т/м²;

9.4.2. Розрахунок буровин'єкційної палі для секції Б-2 (15 поверхів)

Вихідні умови:

- з реальних умов геологічних вишукувань;

- довжина палі 13,0 м;

- діаметр 500 мм;

- армування 12Ø22, клас арматури А 500С;

- кількість палей 230 шт.

№ п/п	Секція	Тип палі	Довжина палі, l, м	Об'єм одиниці	Кількість палей, шт.	Об'єм з/б, м ³
1	Б-2;	СБ5-13	13	2,620	230	1912,5

Розрахунок проводимо з допомогою ПК «Foundatio»

Н

Calculation underground design
Фундамент**Foundation**

for Windows 98/2000/xp

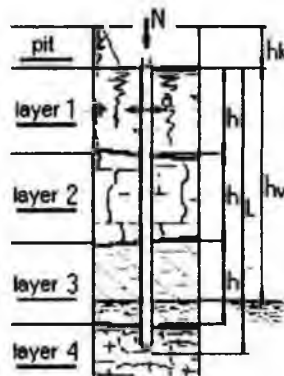
Результаты расчета

Н

Тип сваи
Набивная и буровая

1. - Исходные данные:

Н



Н

Буровые, в т.ч. с уширением:

Сваи-оболочки погружаемые вибрированием с полным удалением грунтового ядра,

Характеристики грунтов по слоям

Номер слоя	Качество	Количество	Толщина слоя, м	Ед. изм.
Слой 1	Глинистый	$\lambda=1$	3.2	м
Слой 2	Песчаный	Мелкие	1.8	м
Слой 3	Глинистый	$\lambda=0.7$	1.9	м
Слой 4	Песчаный	Мелкие	2	м
Слой 5	Песчаный	Мелкие	4.1	м

Н

НУБІП України

НУБІП України

Свай-стойки | Висячие сваи |

Виды свай

- Забивные всех видов
- Свай-оболочки, погружаемые без выемки грунта
- Набивные сваи
- Буровые сваи
- Свай-оболочки, заполняемые бетоном

Свая с уширением | Поперечное сечение свай, м

$D = 0.5$
 $d = 0$

Глубина погружения
нижнего конца свай (H) | 13.0 м

Фр | 28 м

Грунты по боковой поверхности свай

Слой2 | Слой3 | Слой4 | Слой5 | < >

Вид грунта | песчаные мелкие ср >

Толщина слоя (b), м | 8.9

γ_{cf} | 2.03

Добавить | Удалить последний слой

Коефф. условий работы

γ_c | 1.0 γ_{ca} | 1.1

Расчет | Несущая способность | 188.1 тс

φ_1 | 28 град γ_2 | 1.7 γ_3 | 1.8 тс/м³

9.4.3. Визначення площі робочої арматури ростверку

Визначення перерізу арматури ростверку виконуємо по максимальному погонному згинальному моменту (рис. 8.1).

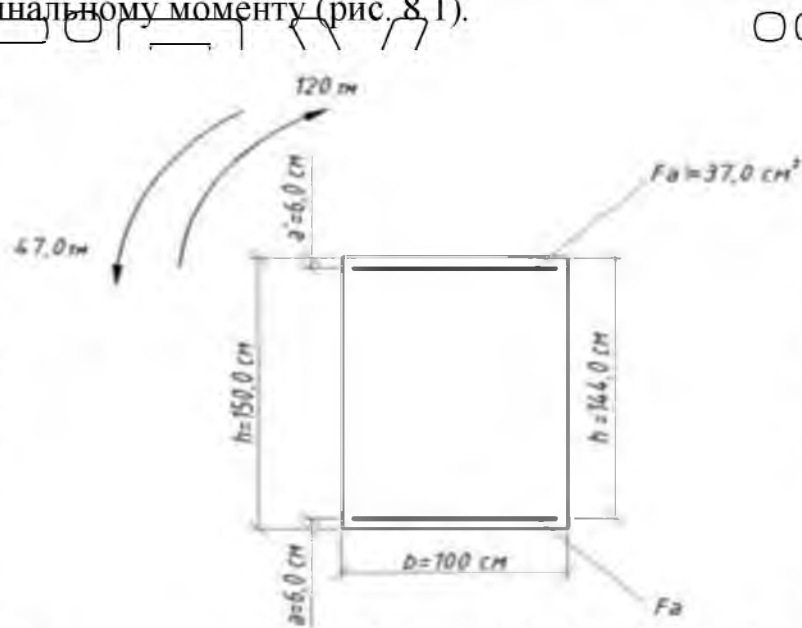


Рис. 8.1. Максимальний погонний згинальний момент

Умови: бетон класу C25/3; $R_U = 160$ кг/см²; $R_a = 3400$ кг/см²

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_a} = \frac{100 \cdot 10^5}{100 \cdot 144^2 \cdot 160} = 0.037$$

$$A_0 = 0.037 < A_{0max} = 0.4, \text{ тоді } \gamma \approx 0.98$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma h_0} = \frac{120 \cdot 10^5}{2700 \cdot 0.98 \cdot 144} \approx 25 \text{ см}^2$$

Визначення перерізу арматури у верхній зоні перерізу при дії моменту з від'ємним (протилежним) знаком – 47 тм

$$A_0 = \frac{M}{b h_0^2 R_U} = \frac{47 \cdot 10^5}{100 \cdot 144^2 \cdot 160} = 0.014$$

$A_0 = 0.014 < A_{0\text{max}} = 0.4$, тоді $\gamma \approx 0.969$

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma h_0} = \frac{47 \cdot 10^5}{3400 \cdot 0.969 \cdot 144} \approx 9.9 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5018, $F_a' = F_a = 12.72 \text{ см}^2$

9.5. Аналітичний розрахунок пальового фундаменту

9.5.1. Збір навантажень на плиту ростверка

Навантаження, що діють на плиту ростверка секції Б-2 (15поверхів) приведено в таблиці 8.1.

Таблиця 8.1

№	Назва конструктивного елемента	Площа м ²	Об'єм м ³	Питома вага кг/м ³	Вага, т
3	4	5	6		
I. ВЛАСНА ВАГА					
1	Зовнішні стіни (цегла)	31,800	95,400	1800	171,720
2	Колони (з/б)	14,625	43,875	2500	109,688
3	Перекриття (з/б)	601,600	150,400	2500	376,000
4	Ядро жорсткості (з/б)	9,625	28,875	2500	72,188
5	Сходи	32,660	3,919	2500	9,798
	ВСЬОГО				739,394
II. КОРИСНА ВАГА					
1	Перегородки	601,600		$\kappa = 75 \text{ кг/м}^2$	45,120
2	Житлова	601,600		$150 \times 1.4 \text{ кг/м}^2$	126,336
	ВСЬОГО				171,456
	ВСЬОГО ТИП. ПОВЕРХ				910,85
ПІДВАЛ					
I. ВЛАСНА ВАГА					
	Огорожуючі стіни	63,600	$63,6 \times 3,3 = 209,8$	2500	524,700

	(3/б)		8		
	Перекриття (3/б)	601,600	150,400	2500	376,000
		II. КОРИСНА ВАГА			
1	Перегородки	601,600		$k=75 \text{ кг/м}^2$	45,120
2	Устаткування	601,600	—	$150 \times 1.4 \text{ кг/м}^2$	126,336
	ВСЬОГО ПІДВАЛ				1072,15
		ТЕХНІЧНИЙ ПОВЕРХ			
		I. ВЛАСНА ВАГА			
1	Огороджуючі стіни (3/б)	31,800	95,400	1800	171,720
		II. КОРИСНА ВАГА			
1	Перегородки	601,600	—	$k=75 \text{ кг/м}^2$	45,120
2	Устаткування	601,600	—	$150 \times 1.4 \text{ кг/м}^2$	126,336
	ВСЬОГО ТЕХ. ПОВЕРХ				343,176

ДАХ

		I. ВЛАСНА ВАГА			
	Перекриття (3/б)	601,600	150,400	2500	376,000
	Утеплювач, ізоляція, захисний шар	601,600	90,240	2000	180,480
		II. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ			
	Коефіцієнт 1,4	601,600	—	100 кг/м^2	60,160
	ВСЬОГО ДАХ				616,640

ВСЬОГО ПО СЕКЦІЇ Б-2 (15 поверхів) $15 \cdot 601,60 \text{ м}^2 \approx 602 \text{ м}^2$
 $(26,088 \text{ т/м}^2)$

Середнє навантаження на 1 м^2 еквівалентного поверху становить:

$$\frac{13873.02}{15 \cdot 601.6} = 1.54 \text{ т/м}^2$$

СЕКЦІЯ Б-2 (15 поверхів) $601.60 \text{ м}^2 \approx 602 \text{ м}^2$
 $(26,088 \text{ т/м}^2)$

9.5.2. Розрахунок по деформаціям (секція Б-2, 15 поверхів, Н=52м)

Основний метод розрахунку - розрахунок по деформаціям, в той час як розрахунок по міцності (несучій здатності) основи робиться для оцінки стійкості відкосів при дії горизонтальних навантажень на фундамент та основу

із скальних та слабких ґрунтів. Розрахунок фундаментів по деформаціям (по другому граничному стану) проходить по формулі:

$$S \leq S_u,$$

де S - сумісна деформація основи та споруди, яку визначають розрахунком;

S_u - граничне значення сумісної деформації основи і споруди.

Умова полягає в тому, що середній тиск P під підошвою фундаменту не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту R .

$$P \leq R.$$

Значення R , кПа, визначається по формулі:

$$R = \frac{\gamma_{c_2}}{K} [M_\gamma K_Z b_\gamma \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II}],$$

де γ_{c_1} і γ_{c_2} - відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунтів та споруди γ_{c_1} , γ_{c_2} ;

K - коефіцієнт надійності, який приймають в залежності від методу визначення розрахункових характеристик ґрунту ($K = 1,0$);

M_γ, M_γ - коефіцієнти, що залежать від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_{II} : $M_\gamma = 1,34$, $M_\gamma = 6,34$;

K_Z - коефіцієнт, який приймають при: $b \geq 10m \Rightarrow K_Z = 8/b + 0,2 = 0,48$;

$b_{ум}$ - ширина підошви фундаменту:

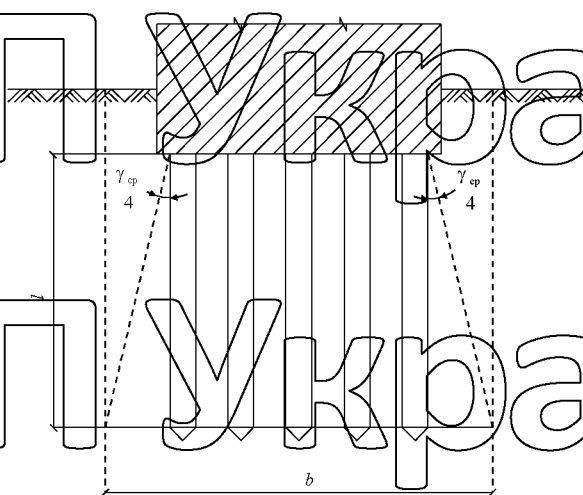


Схема для визначення розмірів умовного пальового фундаменту

$$b_{ум} = b + 13,70m \times tg \alpha_{сер}$$

γ_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче підошви фундаменту: $\gamma_{II} = 0,020 МН / м^3$;

γ'_i - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підлоги фундаменту:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_{III} h_i}{\sum h_i}, \quad \gamma'_{II} = 0,017 \text{ МН/м}^3;$$

d_1 - глибина закладення фундаментів без підвальних споруд від рівня планування до низу фундаменту або приведена глибина закладення фундаменту від підлоги підвалу: $d_1 = 13,0 \text{ м}$.

$$R = \frac{1,3 \times 1,2}{1,1} [1,34 \times 0,48 \times 29,71 \times 0,020 + 6,34 \times 14 \times 0,017] = 2,682 \text{ МПа}$$

Для позациентрованих навантажених фундаментів тиск на основу:

$$P = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{I b^2}$$

де $\sum N$ - сума вертикальних навантажень на підшви фундаменту:

$$\sum N = N_{\text{наз. част}} + G_{\text{сп. част}} = 156947 + 172172 = 3291196 \text{ кН};$$

$\sum M$ - сумарний момент від вітрових навантажень на фундамент, приведений до центру тяжіння підшви фундаменту: $\sum M = 85960,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

A - площа підшви фундаменту: $A \approx 602 \text{ м}^2$.

$$P = \frac{329119}{602} + \frac{85960,16}{2076} = 546,71 + 41,41 = 588,12 \text{ кН/м}^2$$

$$P = 588,12 \text{ кПа} \leq R = 2849 \text{ кПа}, \text{ умова виконується.}$$

9.5.3. Визначення несучої здатності буровинської палі $\varnothing 500 \text{ мм}$, $L = 13,0 \text{ м}$

Несуча здатність визначається за формулою:

$$F_{\alpha} = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + U \sum h_i f_i \gamma_{cf});$$

де: γ_c - коефіцієнт умови роботи в ґрунті, приймається $\gamma_c = 1$, випадок становлять ті випадки, коли палі опираються на ґрунти з вологістю $S_r < 0,9$ та на лесові ґрунти, в яких $\gamma_c = 0,8$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кільцем палі, приймається 7 кг/см^2 ;

A - площа перерізу палі, м^2 ;

γ_{cf} - коефіцієнт умови роботи ґрунту на боковій поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування;
 γ_{cr} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, приймається $\gamma_{cr} = 1,0$.

Знаходимо розрахункові опори ґрунт на боковій поверхні палі:

$f_1 = 0,35 \text{ кг/см}^2$; $h_1 = 180 \text{ см}$;
 $f_2 = 0,10 \text{ кг/см}^2$; $h_2 = 300 \text{ см}$;
 $f_3 = 0,44 \text{ кг/см}^2$; $h_3 = 250 \text{ см}$;
 $f_4 = 0,48 \text{ кг/см}^2$; $h_4 = 720 \text{ см}$;

$u = 188,5 \text{ см}$
 $\gamma_{cf1-4} = 0,9$
 $R = 11,0 \text{ кг/см}^2$, ($R = 9,5 \text{ кг/см}^2$)
 $A = \pi R^2 = 2827,43 \text{ см}^2$

$F_d^{II} = 0,9(0,9 \cdot 10,0 \cdot 2827,4 + 188,5(1,0 \cdot 0,35 \cdot 180 + 0,9 \cdot 0,1 \cdot 300 + 0,9 \cdot 0,44 \cdot 250 + 0,9 \cdot 0,48 \cdot 570)) = 96,74 \text{ т}$

Приймаємо:

- Крок палі $1,5 \times 1,5 \text{ м}$;

- $R = 70 \times 1,5 \times 30 = 3150 \text{ кг} = 3,15 \text{ т}$;

- $M = 3,15 \times 40 = 126,0 \text{ тм}$.

Розрахункове: $P = 126,0 / 18,0 = 7,0 \text{ т}$

Допустиме навантаження: $P_{\max} = 33 \times 2,25 + 7,0 = 81,25$

Несуча здатність однієї палі:

$P = \frac{F_d}{\gamma_K}$, при $P \geq N_p$
де γ_K - коефіцієнт запасу міцності, $\gamma_K = 1,4$;

γ_m - коефіцієнт, що враховує нерівномірність $\gamma_m = 1,15$.

$P_{II} = \frac{96,74}{1,4} = 69,1 \text{ т}$
Потрібна кількість палі:

$\sigma_k = \frac{N_k \times \gamma_m}{P} = \frac{13850 \times 1,15}{69,1} \approx 230$ штук – середній крок 1,5м.

9.5.4. Визначення площі робочої арматури ростверку

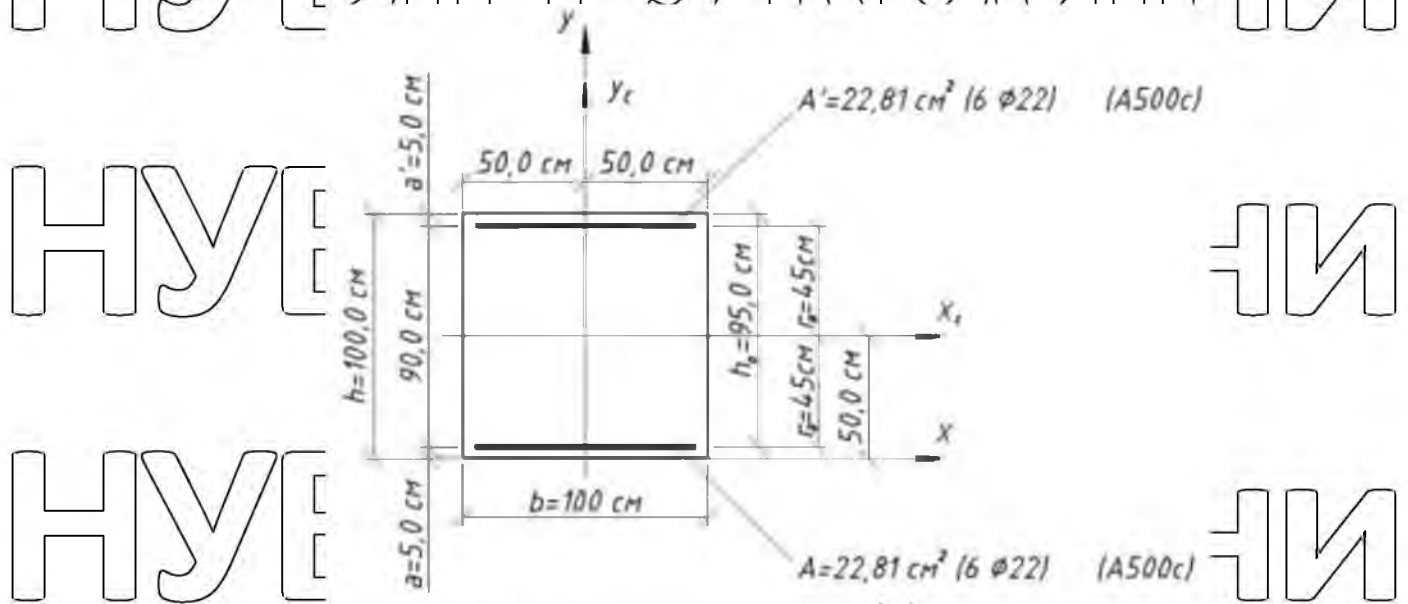


Рис. 8.2. Схема визначення робочої арматури ростверку

Визначення товщини приведених шарів армування

$$\delta a = \frac{A}{b} = \frac{22.81}{100} \approx 0.23 \text{ см};$$

$$A = 23 \text{ см}^2.$$

Із врахуванням симетрії армування:

$$h_0 = h - a = 95 \text{ см};$$

$$x_c = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ см};$$

$$r_a = x_c - a = 50 - 5 = 45 \text{ см}.$$

Визначення приведенного модуля пружності залізобетонної плити:

$$EJ = E_\delta I_\delta + E_{cm} I_{cm};$$

$$EA = E_\delta A_\delta + E_{cm} A_{cm};$$

$$A_{cm} = 46 \text{ см};$$

$$A_\delta = hb - 2A = 100 \cdot 100 - 2 \cdot 23 = 9954 \text{ см}^2$$

$$I_\delta = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \cdot 100^3}{12} = 8.33333 \cdot 10^6 \text{ см}^4$$

$$I_{cm} = 2 \cdot \left(\frac{b \cdot \delta^3}{12} + r^2 \cdot A \right) = 2 \cdot \left(\frac{100 \cdot 0,23^3}{12} + 45^2 \cdot 23 \right) = 0,46575 \cdot 10^5 \text{ см}^4$$

$$EJ = 3,3 \cdot 10^5 \cdot 8,33333 \cdot 10^6 + 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,46575 \cdot 10^5 = 2,8478 \cdot 10^{12} \text{ кг} \cdot \text{см}^2$$

$$EA = 3,3 \cdot 10^5 \cdot 9,954 \cdot 10^3 + 2,1 \cdot 10^6 \cdot 46 = 3,3814 \cdot 10^9 \text{ кг}$$

$$h^3 = \sqrt{\frac{12EJ}{EA}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 2,8478 \cdot 10^{12}}{3,3814 \cdot 10^9}} = 100,5 \text{ см}$$

$$E_s = \frac{EA}{bh^3} = \frac{3,3814 \cdot 10^9}{10^2 \cdot 100,5} = 3,365 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$$

Визначаємо необхідний переріз хомутів

Розрахунок проводимо по меншому числу 4 хомута на 1м $\varnothing 12A1$

Розрахунок елементів, армованих поперечними стержнями без відгинів, при цьому виконується умова:

$$Q \leq s R_4 b h_0$$

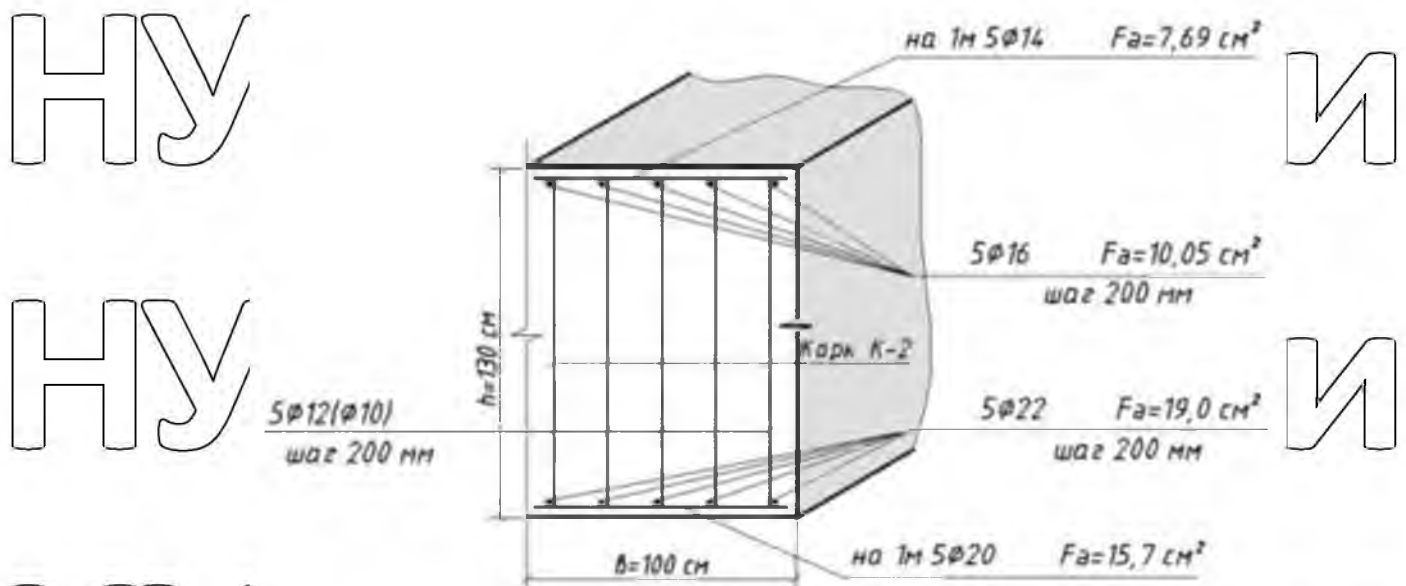
s – коефіцієнт, що визначається для бетону C25/30 при $h > 40$ см для сталі $\varnothing 12$,

$$s = 0,18$$

$$Q = 0,18 \cdot 160 \cdot 100 \cdot 144 \approx 414,7 \text{ т}$$

$$Q_0 = 46,4 \text{ т} \ll 414,7 \text{ т}$$

Объемний показник армування плити розвертка на 1,0 погонних метрах



НУВІП І УКРАЇНИ

9.6. Висновки

У роботі сформовано модель оптимізації розрахунків параметрів бурин'єкційних пильових фундаментів.

До параметрів пильових фундаментів належить довжина та діаметр пиль, загальна кількість бурин'єкційних пиль у фундаменті, осьова відстань між ними.

Сформовано критерії оптимізації бурин'єкційних пиль.

Розроблено алгоритм оптимізації проектних рішень пильових фундаментів з врахуванням впливу розтертку на несучу здатність фундаменту.

Для підтвердження результатів розрахунків необхідно провести натурні випробувань бурин'єкційних пиль статичними навантаженнями відповідно до розробленої програми випробувань (розділ 9.7).

9.7 Програма пильових випробувань статичними навантаженнями

Випробування ґрунтів натурною палею проводиться на ділянках житлових секцій багатоквартирної житлової забудови «Меркурій» в м. Бровари, II-гої черги.

Всього 9 пиль по 3 шт кожного типу.

Випробування ґрунтів натурними пальми провести у відповідності з ДСТУ Б.В.2.1-1-95 «ґрунти. Методи випробування пальми».

Загальні положення:

1. Програма складена у відповідності до вимог ДСТУ Б.В.2.1-1-95.
2. Кількість паль, що випробуються на статичне навантаження, повинна складати до 0,5% від загальної кількості на об'єкті (до 12 шт.), але не менше 3 шт. на кожен тип (9 шт.).
3. За часткове значення граничного супротиву палі приймається навантаження, яке викликає безперервний зріст осадки без збільшення навантаження.
4. Куші пробних паль розміщують у місцях будівельного майданнику з характерними більш слабкими інженерно-геологічними умовами.

Обладнання:

1. В склад обладнання для випробувань бороін'єкційних паль статичними навантаженнями входять наступні головні вузли:
 - навантажувальний пристрій у вигляді гідравлічного домкрата, що передає на палю вертикальні зусилля встановленими ступенями;
 - анкерні палі, що сприймають реактивні зусилля при наданні навантажень на палю;
 - вимірювальна система для реєстрації величини навантажень, що передається домкратом, система визначення осадок палі за допомогою датчиків з точністю до 0,01мм, а також контролююча система вимірювання осадок за допомогою геодезичних інструментів.
2. Прилади для вимірювання переміщень повинні забезпечувати точність виміру з похибкою не більше 0,1мм. Кількість приладів, які вимірюються симетрично, повинно бути не менше двох. Розходження у показниках окремих приладів не повинно перевищувати 50% при осадках до 1,0мм, 30% - при осадках 1-5мм, 20% - при осадках більше 5мм. Переміщення палі береться як середнє арифметичне з показників приладів.

3. Усі прилади, які використовуються для виміру переміщень палі та навантажень на неї, повинні бути протестовані. Перед їх відправкою на місце випробування слід проводити позачергову перевірку.

4. Найбільший прогин інвекторної конструкції, яка виконує функції опори для передачі навантажень домкратом, повинен бути не більше 0.004 її розрахункового прельоту.

5. Відстань від осі випробуваної палі до анкерних паль і до опор реперної вимірювальної установки повинна бути не менше двох метрів. Реферна система повинна бути жорсткою і забезпечувати нерухомість у процесі проведення випробувань.

Підготовка і проведення випробувань:

1. Майданчик для проведення випробувань розміщується на ділянці будівництва.

2. Буроін'єкційні палі повинні виготовлятися і встановлюватися у відповідності з завданням на випробування. При цьому для кожного пробного куша у процесі буріння повинні уточнюватися інженерно-геологічні умови. У спеціальному журналі слід фіксувати технологічну послідовність виконання робіт по влаштуванню паль, виготовленню і установці арматурного каркасу, кількість і марка укладеного в палю бетону.

3. Навантаження на палю слід прикладати поступово, плавно. Найбільше навантаження на палю складає 150 тс. Величина ступеню навантаження складає 1/10 внаслідок того, що нижні кінці паль входять у щільні мілко зернисті піщані ґрунти, першу ступінь навантаження допускається приймати рівню 1/5 найбільшої величини навантаження, 30 тс.

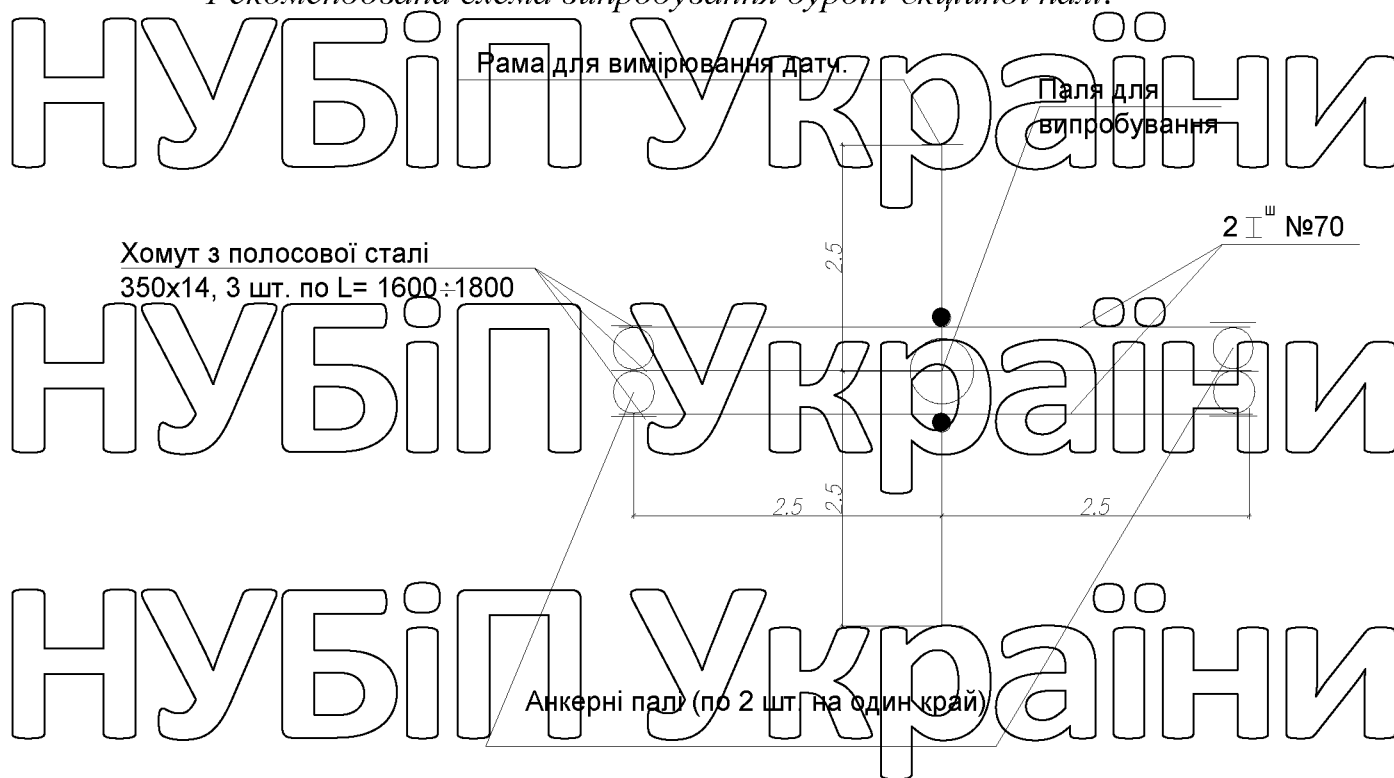
4. Відліки за прогиномірами знімають після прикладання ступеню навантаження, потім з інтервалом 30 хвилин знімають 2 відліки, далі відліки беруть через годину до умовної стабілізації осадки. Для умов розміщення кінців паль в мілко зернистих піщаних ґрунтах за критерій умовної стабілізації осадки допускається приймати величину 0,1 мм за 60 хвилин спостереження. Якщо протягом півдоби не досягається умовна стабілізація деформації під

навантаженням, то випробування припиняють незалежно від величини осадки палі.

5. За вимогами ДСТУ Б.В.2.1-1-95 - навантаження при випробуванні пробної палі повинно бути доведено до значення, при якому загальна осадка палі складає 40мм. Тому що, нижні кінці палі заведені у щільні мілко зернисті піщані ґрунти, то довести осадку до 40мм, за очікуваними результатами, не є можливим. При виникненні таких умов слід навантаження на палю довести до 175тс, не перебільшуючи при цьому несучу здатність дослідного обладнання, виміряти величину стабілізованої осадки і завершити випробування.

6. Розвантаження палі проводять поступово, ступенями подвійного значення від ступенів навантаження. Кожен ступінь витримують не менше 30 хвилин. Знімають 3 відліки – після зняття ступеня навантаження і 2 відліки з інтервалом в 15 хвилин.

Рекомендована схема випробування бурин'скійної палі:



НУБІП України

2 I^{III} №70

закладна деталь
300x300x12

домкрат 250т

НУБІП України

хомут з листа
350x14

з'ярувати сітками
С10 50x50-3шт і
замонолітити
високоміцним
бетоном

НУБІП України

2.5

2.5

НУБІП України

Н

Н

Н

10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

Характеристика джерела	№	Бібліографічний опис
	1	ДБН Б.2.2-12:2018 "Планування і забудова територій" К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 179 с.
	2	ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008 – С.72
	3	ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011р.
Нормативні документи	4	Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
	5	ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будинків та споруд. Основні Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 р.
зі стандартизації	6	ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006 – С.35.
	7	ДСТУ Б В.1.2.-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ: Мінбуд України, 2006 р.
	8	ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний. Для железобетонных конструкций. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.

9	<p>ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Бетони. Правила підору складую Київ: Мінрегіонбуд України, 2010 – С.14</p>
1	<p>Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9-0 2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.</p>
1	<p>ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. К.: Мінбуд України. 2009. – 44 с.</p>
1	<p>Системи протипожежного захисту : ДБН В.2.5-56:2014. . – [Введені в дію з 2015-07-01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с.</p>
1	<p>ДБН В.2.5-13-98. Інженерне обладнання будинків і споруд. Пожежна автоматика будинків і споруд. Київ: Держбуд України, 1999 – С.101</p>
1	<p>ДБН А.3.1-7-96. Управління, організація та технологія. Виробництво бетонних і залізобетон-них виробів. Київ: Держком містобудування України, 1997.</p>
1	<p>ДБН А.3.1-7-96. Управління, організація і технологія. Виробництво бето- 5 нних і залізобетонних виробів. Київ: Держком містобудування України , 1997</p>
1	<p>Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1-1:2013. –К. : 6 Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с.</p>
1	<p>Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище 7 (ОВНС) при проєктуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд : ДБН А.2.2-1-2003 / розроб. В. Г. Чуніхін [та ін.] ; Державний комітет України з будівництва та архітектури. - Вид. офіц. – К. : Держбуд України, 2004. – 23 с.</p>
Кни ги:	<p>Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору пропінчик & залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану :</p>

- один автор	1	монографія / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.
- два автори	1	Голышев А. Б. Сопротивление железобетона : монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
- група авторів	2	Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К.: Толока, 2017. – 627 с.
	2	Жилые и общественные здания : краткий справочник инженера-конструктора. Под. ред. Ю. А. Дыховичного / Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко / Раздел 14. Общие указания по проектированию усиления железобетонных конструкций. – М. : Издательский дом АСВ, 2011.
	2	Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В.
	2	Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций: Учебное пособие. – К.: Книжное изд-во НАУ, 2006. – 808 с.
	2	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. – 430 с.
	2	Сучасні технології в будівництві. Підручник / О.І. Менеїлюк, В.С. Дорофєєв, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менеїлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550 с.

НУВБІП УКРАЇНИ