

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

ПОГОДЖЕНО

**Декан факультету
конструювання і дизайну**

_____ Іван РОГОВСЬКИЙ
(підпис)

“ ____ ” _____ червня ____ 2026 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“ ____ ” _____ червня ____ 2026 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Проектування офісно- житлового центру із урахуванням раціональних
заходів забезпечення складних інженерно-геологічних умов

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Гарант освітньої програми

доктор технічних наук, с.н.с. _____ Микола МАР’ЄНКОВ
(підпис)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, доцент _____ Микола УСЕНКО
(підпис)

Виконав

_____ (підпис)

Денис СБИТНИЙ
(ПІБ студента)

КИЇВ – 2026 рік

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) _____ конструювання та дизайну _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

доктор технічних наук, професор

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“19” _____ грудня _____ 2024 р.

З А В Д А Н Н Я

**ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ**

_____ Сбитному Денису Володимировичу _____
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування офісно-житлового центру із урахуванням раціональних заходів забезпечення складних інженерно-геологічних умов»

затверджена наказом від «16» грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати багатоповерховий офісно-житловий центр із урахуванням раціональних заходів забезпечення складних інженерно-геологічних умов із зовнішніми габаритними розмірами 31,68×24,60 м з цегляними стінами та фундаментами з паль у другому кліматичному районі

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Визначення загальної характеристика складних інженерно-геологічних умов. Відобразити методи врахування спільної роботи системи

“основа → фундамент → будівля”. Розробити заходи щодо забезпечення безпечної експлуатації житлових будівель, які зводяться у складних інженерно-геологічних умовах

2. Визначити напрями досліджень у створенні моделей урахування напружено-деформованого стану житлових будівель, зведених у складних інженерно-геологічних умовах. Показати алгоритм визначення напружено-деформованого стану каркаса в умовах тривалої нерівномірної консолідації.

3. За результатами співставлення аналітичної та чисельної моделі побудувати залежності зміни НДС та зробити відповідні висновки.

Перелік графічного матеріалу:

→ архітектурна частина (розроблені фасади, план першого та типового поверхів з експлікацією приміщень, поперечний розріз, плани ростверку та покрівлі, генплан, наведені архітектурні вузли) – 5 аркушів формату А1;

→ розрахунково-конструктивна частина (виконаний розрахунок та дослідження на ЕОМ несучої спроможності палі, розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття) – 1 аркуш формату А1;

→ основи і фундаменти (розроблений план план ростверку, наведені схеми занурення трубобетонної палі та розташування паль) – 1 аркуш формату А1;

→ організація будівельного виробництва (розроблений будгенплан майданчику забудови, показана схема руху баштового крану, схеми розміщення складських приміщень, під’їзні шляхи, електро- та водопостачання, розроблений календарний графік зведення будівлі) – 2 аркуші формату А1;

→ технологія будівельного виробництва (розроблена технологічна карта на кам’яну кладку) – 1 аркуш формату А1.

→ науково-дослідна частина (виконаний аналітичний огляд, розроблені графіки залежності) – 3 плакати у презентації.

Дата видачі завдання “17” грудня 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____ Микола УСЕНКО
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____ Денис СБИТНИЙ

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	7
1.1. Загальна характеристика складних інженерно-геологічних умов..	7
1.2. Методи врахування спільної роботи системи “основа → фундамен → будівля”.....	8
1.3. Розробка заходів щодо забезпечення безпечної експлуатації житл вих будівель, які зводяться у складних інженерно-геологічних умовах...	16
2 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ	19
2.1. Напрями досліджень у створенні моделей урахування напружено- деформованого стану житлових будівель, зведених у складних інженерн геологічних умовах.....	19
2.2. Напружено-деформований стан каркаса в умовах тривалої нерів- номірної консолідації.....	23
2.3. Особливості роботи конструкцій підземної частини на схилових територіях.....	24
3 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	26
3.1 Вихідні дані	26
3.2 Об’ємно-планувальні рішення	26
3.3 Конструктивне рішення будівлі	28
3.4 Інженерне обладнання	31
3.5 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій	34
4 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	37
4.1 Розрахунок монолітного ребристого залізобетонного перекриття ..	37
4.2 Збір навантажень	39
4.3 Розрахунок плити перекриття	42
4.4 Розрахунок залізобетонного пілона	48
5 РОЗДІЛ РОЗРАХУНКУ ФУНДАМЕНТІВ	53
5.1 Загальна характеристика будівельного майданчика	53
5.2 Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика	53
5.3 Збір навантажень	55
5.4 Визначення несучої здатності палі	56

5.5	Визначення розрахункового навантаження на одну палю	58
5.6	Розрахунок та конструювання ростверку під несучі елементи	58
5.7	Розрахунок осідання пального фундаменту	61
6	РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА	63
6.1	Загальні рішення щодо організації будівництва	63
6.2	Виконання основних будівельно-монтажних робіт	64
6.3	Вибір вантажного крану	66
6.4	Влаштування монолітних залізобетонних стін підвалу	67
6.5	Основні рішення з технології та організації будівництва	68
6.6	Проектування будгенплану	70
6.6.1	Розрахунок тимчасового електрозабезпечення	70
6.6.2	Розрахунок освітлення будівельного майданчика	70
6.6.3	Організація енергопостачання, водопостачання, зв'язку	72
6.6.4	Розрахунок тимчасового водопостачання	72
6.6.5	Визначення потреби в тимчасових спорудах	74
6.6.6	Розрахунок потреб складських приміщень	75
6.6.7	Розрахунок складів	75
6.7	Календарний графік виробництва робіт	76
6.7.1	Зведення надземної частини	78
6.7.2	Опоряджувальні роботи	78
6.7.3	Вихідні дані для побудови календарного графіка	81
7	РОЗДІЛ ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	84
7.1	Техніка безпеки до будгенплану	84
7.2	Рішення з питань охорони праці на будгенплані	85
7.3	Заходи профілактики виявлених шкідливих і небезпечних виробничих факторів	88
	ВИСНОВКИ	94
	СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	97
	ДОДАТКИ.....	103

ВСТУП

У дійсний час головним завданням є корінна реорганізація капітального будівництва та підвищення його ефективності.

Реалізація цього завдання повинна розроблятися шляхом:

- послідовного перетворення будівництва в єдиний промислово-будівельний процес взведення об'єктів,
- покращення та взведення номенклатури матеріалів та конструкцій,
- забезпечення будівництва високовиробничою технікою,
- широкого залучення прогресивних науково-технічних досліджень,
- ресурсо- та енергозберігаючих технологій,
- економічних об'ємно-планувальних та організаційно-технологічних рішень,
- підвищення якості розробки документації;
- питання щодо розвитку матеріально-технічної бази охоплює економіка будівництва,
- питання головних виробничих фондів,
- формування оборотних засобів,
- підвищення виробничої праці,
- удосконалення системи заробітної оплати,
- організації матеріально-технічного постачання в умовах переходу до ринкових відносин.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Загальна характеристика складних інженерно-геологічних умов

Згідно з нормативними положеннями та результатами геотехнічних досліджень [1], основи класифікуються як складні, якщо на будівельному майданчику можливий прояв несприятливих геологічних або інженерно-геологічних процесів, або якщо надійні (міцні) шари ґрунту залягають на значній глибині, що потребує влаштування фундаментів глибокого закладення або штучного поліпшення основи.

Для території України ця проблема має стратегічне значення, оскільки просадочні ґрунти займають понад 80% її площі.

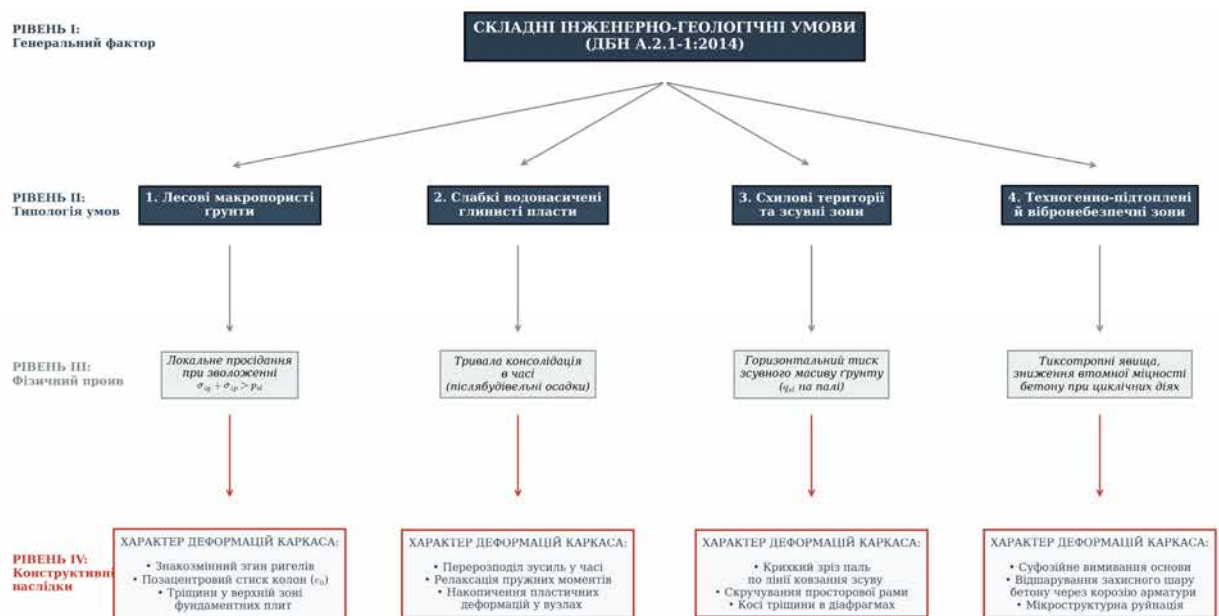


Рис. 1.1. Типологія складних інженерно-геологічних умов та характер їхнього деформаційного впливу на каркас будівель

Особливо критичними є Причорноморська западина (товщина лесів до 22 м) та території вздовж Дніпра. Головними факторами, що зумовлюють складність основи, є:

→ сейсмічність та раптовий динамічний вплив.

- карстові явища та наявність підземних порожнин.
- зсувні процеси на схилах.
- території гірських підробок (мульди зрушення).
- специфічні ґрунти: просадочні (лесові), засолені, біогенні (торфи, мули), слабкі водонасичені та техногенні.
- підтоплення та зміна гідрогеологічного режиму.

1.2. Методи врахування спільної роботи системи “основа → фундамент → будівля”

Застосовувані на практиці методи врахування спільної роботи системи “основа–фундамент–будівля” розподіляються на **три основних групи** [2, 3]:

- комплексний спільний розрахунок надземної будівлі, фундаменту і ґрунтової основи (перша група);
- розрахунок основ і фундаментів з урахуванням попередньо обчисленої жорсткості споруди (друга група);
- використання при проектуванні основ і фундаментів довідкових даних та рекомендацій, що враховують конструктивні особливості споруди (третя група).

Перша група методів розглядає споруди, фундамент й основу як неподільне ціле, що спільно деформується. При цьому використовують різні розрахункові схеми чи розрахункові ідеалізації надземної будівлі, фундаментів і основи. Наприклад, каркасний будинок на стовпчастих фундаментах (рис. 1.2) може бути представлено такою розрахунковою схемою: надземна будівля – рама; фундамент – стрижень нескінченної жорсткості; основа – стрижень із жорсткістю, еквівалентною жорсткості основи. Зазначені елементи розрахункової схеми сполучаються між собою жорстко, створюючи розрахункову модель споруди. Такі системи можуть розраховуватися на задані навантаження та впливи з використанням програмного забезпечення САПР (систем автоматизованого проектування) [11, 15, 25].

Прикладами таких програмних комплексів (ПК) є: розроблені в Україні – “Міраж”, «Ліра САПР» [15] “SCAD”, розроблені за кордоном – “Robot”, “Ansys”, “Nostran” тощо.

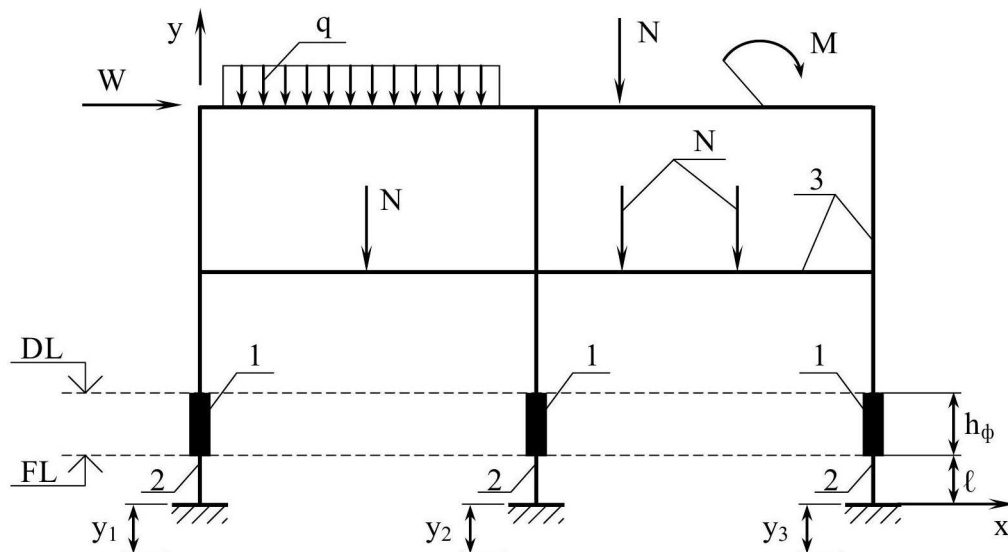


Рис. 1.2. Розрахункова схема рами на стовпчастих фундаментах [3]:

1 – абсолютно жорсткий стрижень, що моделює фундамент; 2 – стрижень, що моделює роботу основи з жорсткісними характеристиками EF , GF , EI ; 3 – стрижні, що моделюють роботу каркасу; q , M , N , W – навантаження; y_1 , y_2 , y_3 – вимушені переміщення основи

Досить часто для складання розрахункових схем системи “основа → фундамент → будівля” використовуються континуальні кінцево-елементні моделі. Основа у таких розрахункових схемах представляється як лінійно чи нелінійно деформівне середовище.

З огляду на складність моделювання основи як континуального середовища, часто вдаються до спрощених розрахункових схем у відношенні основи. З цією метою для моделювання основи використовують спеціальні типи кінцевих елементів, що описують роботу конструкцій на пружній вінклерівській основі.

У ПК “Ліра-САПР” це такі кінцеві елементи [15]:

- тип 10 – універсальний стрижень на пружній основі;
- тип 44 – 4-кутний елемент оболонки на пружній основі;

- тип 51 – в'язь кінцевої жорсткості.

У ПК "Поліфем" будь-який кінцевий елемент може бути конструкцією на пружній основі, якщо в складі вихідних даних описані жорсткості основи. При використанні спрощених моделей ґрунтової основи потрібно пам'ятати про те, що вони не враховують розподільні властивості ґрунтових основ, тому що засновані на моделях місцевих деформацій.

Визначену специфіку представляє процедура задання в кінцевоелементній розрахунковій схемі впливів у вигляді вимушених переміщень основи, наприклад, викликаних осіданнями ґрунтів чи зрушеннями земної поверхні на підроблюваних територіях. Коли основа моделюється як континуальне середовище, то вимушені переміщення задаються закріпленням кінцевих елементів на границі середовища. У спрощених розрахункових моделях вимушені переміщення повинні задаватися закріпленням (опорам) кінцевих елементів, що моделюють роботу основи. Якщо закріплення таких елементів можуть не передбачатися розрахунковими схемами в явному вигляді, наприклад, кінцевих елементів типу 10 і 44 у ПК "Ліра – САПР" [15], задати для них вимушені переміщення основи не є можливим. У цьому випадку потрібно використовувати кінцеві елементи типу в'язей (стрижнів) кінцевої жорсткості. Вимушені переміщення закріпленням в'язей (стрижнів), що моделюють роботу ґрунтової основи, задаються в природному вигляді (ПК "Поліфем") чи у вигляді фіктивної сили, прикладеної до фіктивної в'язі кінцевої жорсткості (ПК "Міраж"). Незакріплений вузол фіктивної в'язі повинен сполучатися в розрахунковій схемі зі звільненням від закріплення опорним вузлом в'язі, що моделює роботу основи.

Величина фіктивної сили повинна на кілька порядків перевищувати суму навантажень, прикладених до споруди. Жорсткість фіктивної в'язі обчислюється за величиною вимушеного переміщення і відомої фіктивної сили. Може також обчислюватися величина фіктивної сили за величиною вимушеного переміщення і відомої жорсткості фіктивної в'язі. При цьому жорсткість фіктивної в'язі повинна відповідати практично нестисливій основі. Типовою

помилкою при використанні описаної процедури є ототожнення фіктивної в'язі з в'яззю, що моделює роботу основи. Це дві різні в'язі, сполучені послідовно. При цьому фіктивна в'язь використовується тільки тоді, коли є впливи у вигляді вимушених переміщень основи.

Останнім часом у зв'язку з інтенсивним розвитком обчислювальної техніки і програмного забезпечення, у т.ч. для персональних ЕОМ, використання для розрахунку систем “основа–фундамент–будівля” методів першої групи стало традиційним [25, 43, 45, 47].

Друга група методів припускає інтегральну оцінку жорсткості надфундаментних конструкцій, у результаті чого розрахунок системи “*основа → фундамент → будівля*” зводиться до розрахунку фундаменту узагальненої жорсткості на деформівній основі. У загальному випадку узагальнена жорсткість споруди обчислюється як величина внутрішнього зусилля, що приводить до одиничної деформації у перерізі. Звичайно для визначення узагальненої жорсткості споруди використовують наступний прийом.

По осі споруди в площині вигину виділяють два вертикальні перерізи, що відстоять один від одного на відстані d . Для рами каркаса величина d є кроком колон. Для стіни безкаркасної будівлі (рис. 1.3) величина d є відстанню між осями суміжних простінків і т.д.

У перерізах установлюють закладення (в'язі, що перешкоджають кутовим та лінійним переміщенням). Один з перетинів зміщують за напрямком розглянутого переміщення на одиницю (переміщують закріплення відповідної в'язі).

Обчислюють реакцію в закладенні за напрямком розглянутого переміщення, значення якого пропорційно відповідній узагальненій жорсткості перетину. При визначенні узагальненої згинальної жорсткості перетин зміщують на кут ϕ , рівний одиниці (рис. 1.3, a). При цьому попередньо визначають положення в перетині нейтральної осі з умови рівності нулю поздовжньої сили N .

Поворот перетину на кут ϕ , що дорівнює одиниці, здійснюють щодо

центра повороту, що знаходиться на нейтральній осі. Використовуючи гіпотезу плоских перетинів, фізичні рівняння і рівняння рівноваги, визначають узагальнений згинальний момент у перетині M як суму моментів усіх реакцій щодо центра повороту. Алгоритм обчислення узагальненого згинаючого моменту в перетині від його повороту на кут ϕ можна представити такими формулами [3]:

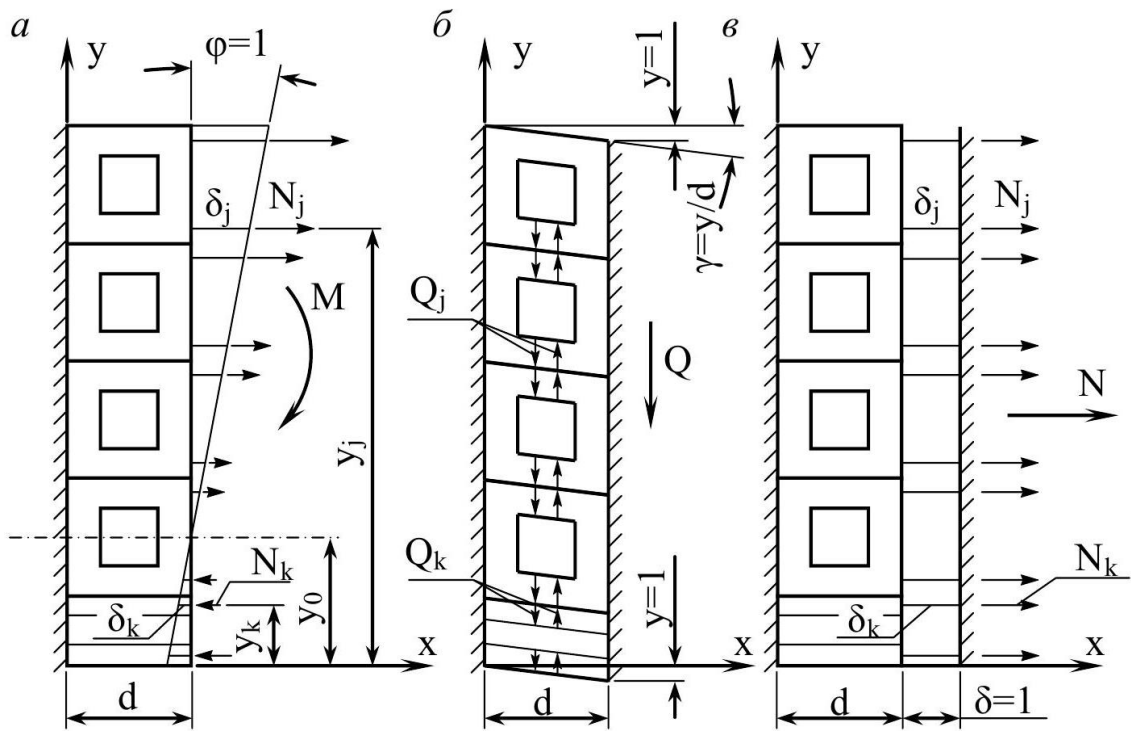


Рис. 1.3. Схеми до визначення узагальнених жорсткостей стіни великопанельної будівлі [3]: a – на згин; b – на зсув; $в$ – осьової

$$\delta_j = \phi(y_j - y_0); \quad (1.1)$$

$$\varepsilon_j = \frac{\delta_j}{d}; \quad (1.2)$$

$$N_j = \varepsilon_j \cdot EF_j = \frac{\phi}{d} \cdot (y_j - y_0) \cdot EF_j, \quad (1.3)$$

$$N = \sum_j N_j = 0; \quad (1.4)$$

$$y_0 = \frac{\sum_j y_j EF_j}{\sum_i EF_j}; \quad (1.5)$$

$$M = \sum N_j (y_j - y_0) = \frac{\varphi}{d} \sum (y_j - y_0)^2 EF_j, \quad (1.6)$$

де j – номер горизонтальної в'язі в перерізі, наприклад, міжповерхового пояса; δ_j – подовження (укорочення) в'язі; ε_j , EF_j – відповідно осьова деформація й осьова жорсткість в'язі; y_0 – ордината нейтральної осі; y_j – ордината в'язі.

Вважають, що для узагальнених зусиль і переміщень справедливі формули технічної теорії вигину балок:

$$\varphi = \frac{M \cdot d}{EI} = 1, \quad (1.7)$$

де M – узагальнений згинальний момент у перерізі від вимушеного повороту на кут φ , дорівнює одиниці; EI – узагальнена жорсткість перетину на згин.

Із виразів (18.3) і (18.4) визначається узагальнена жорсткість на згин перерізу:

$$EI = M \cdot d = \sum (y_j - y_0)^2 EF_j, \quad (1.8)$$

При визначенні узагальненої зсувної жорсткості (рис. 1.3, б) зміщують перетин по нормалі до осі споруди на величину y , рівну одиниці. Від зазначеного впливу визначається узагальнена поперечна сила в перетині Q , що обчислюється як сума проекцій усіх сил у закріпленнях на вертикальну вісь.

Звичайно складовою узагальненої поперечної сили Q є реакції Q_j в опорних перетинах перемичок від вертикального переміщення y , викликані згинальними і зсувними деформаціями. У цьому випадку алгоритм визначення узагальненої поперечної сили Q можна представити такими виразами:

$$Q_j = y \left(\frac{12EI_j}{d^3} + \frac{GF_j}{d} \right); \quad (1.9)$$

$$Q = \sum_j Q_j = \frac{y}{d} \left(\frac{12EI_j}{d^2} + GF_j \right), \quad (1.10)$$

де EI_j , GF_j – відповідно згинальна і зсувна жорсткості перетину зсувної в'язі, наприклад, перемички чи ділянки фундаменту.

Також вважають, що відповідно до технічної теорії вигину балок

$$y = \frac{Q \cdot d}{GF} = 1, \quad (1.11)$$

де Q – узагальнена поперечна сила у перетині від вимушеного зсуву y , рівного одиниці; GF – узагальнена зсувна жорсткість перерізу.

Із виразів (1.10) і (1.11) випливає, що узагальнена зсувна жорсткість перерізу дорівнює

$$GF = Q \cdot d = \sum_j \left(\frac{12EI_j}{d_2} + GF_j \right), \quad (1.12)$$

Аналогічним чином обчислюється узагальнена осьова жорсткість перетину:

$$N_j = \frac{\delta}{d} EF_j; \quad (1.13)$$

$$N = \sum_j N_j = \frac{\delta}{d} \sum_j EF_j; \quad (1.14)$$

$$EF = N \cdot d = \sum_j EF_j, \quad (1.15)$$

де N – узагальнена поздовжня сила в перетині від вимушеного поздовжнього зсуву δ , рівного одиниці (рис. 1.3, в); EF_j – осьова жорсткість горизонтального зв'язку.

У технічній літературі [1–3, 5, 12, 14 та ін.] містяться також більш строгі пропозиції до визначення узагальнених характеристик жорсткості перетинів споруди чи його частин, наприклад, з урахуванням депланацій перетинів. В останньому випадку використовується (Б. А. Косицин) теорія вигину тонкостінних стрижнів В. З. Уласова.

Узагальнені характеристики жорсткості можна також визначити **методом пробних навантажень**.

Для цього, наприклад, споруду закріплюють від зсувів по одному з вертикальних перерізів. До торця вільної частини споруди прикладають узагальнене зусилля й обчислюють (точними методами) узагальнене переміщення за напрямком цього зусилля. Використовуючи залежності технічної теорії вигину балок, визначають значення узагальнених характеристик жорсткості перетинів. Основним недоліком методів другої групи є необхідність розподі-

лу узагальнених зусиль, знайдених у результаті розв'язання контактної задачі, між фундаментами і надземними конструкціями. Зазначений розподіл звичайно проводиться пропорційно жорсткостям елементів, що складають конструктивну систему споруди.

Зусилля в горизонтальному зв'язку N_k , викликане дією узагальненого згинаючого моменту в перетині M , визначається за формулами:

$$M_k = M \cdot \frac{(y_k - y_0)^2 EF_k}{\sum_j (y_j - y_0)^2 EF_j} = M \frac{(y_k - y_0)^2 EF_k}{EI}; \quad (1.16)$$

$$M_k = N_k (y_k - y_0); \quad (1.17)$$

$$N_k = \frac{M_k}{(y_k - y_0)} = \frac{M}{EI} (y_k - y_0) EF_k. \quad (1.18)$$

Зусилля в зсувній в'язі Q_k , викликане дією узагальненої поперечної сили Q , визначається за формулою:

$$Q_k = \frac{Q}{G \cdot F} \left(\frac{12EI_k}{d^2} + GF_k \right). \quad (1.19)$$

Аналогічно визначається зусилля в горизонтальній в'язі N_k , викликане дією узагальненої поздовжньої сили N :

$$N_k = \frac{N}{EF} EF_k. \quad (1.20)$$

Методи другої групи лежать в основі нормативних документів із проектування будівель і споруд у складних умовах будівництва (просадочні ґрунти, підроблювані території тощо).

Третя група методів поєднує прийоми оцінювання спільної роботи основи й будівлі, у яких жорсткість надфундаментних конструкцій ураховується приблизно за допомогою нормативних обмежень у спільних переміщеннях і класифікацій споруд за жорсткістю [3]. Такі методи розроблені в нормах на проектування основ будинків та споруд і найбільш часто використовуються на практиці в силу їхньої простоти. По суті, у цих методах застосовується принцип оцінювання граничних станів споруд за узагальненими

деформаційними критеріями, що встановлені дослідним шляхом на основі статистичної обробки результатів натурних спостережень за опадами будинків і споруд. Наприклад, для оцінки міцності конструкцій каркасної будівлі досить обчислити різницю осідань його фундаментів і порівняти її з припустимим значенням, що рекомендується нормами. При усій своїй привабливості методи третьої групи позбавлені основної переваги – універсальності. Це означає, що, коли в довідкових матеріалах відсутній відповідний тип споруди чи вид деформацій основи, то застосування методу стає неможливим, а його створення зв'язане з величезним обсягом тривалих натурних спостережень.

Із цієї причини перспективним є розроблення методів третьої групи на основі математичного моделювання з використанням точних рішень у методах першої і другої групи [3, 14, 21].

1.3. Розробка заходів щодо забезпечення безпечної експлуатації житлових будівель, які зводяться у складних інженерно-геологічних умовах

Забезпечення безпечної експлуатації житлових будівель у складних інженерно-геологічних умовах (просадні ґрунти, зсувні схили, підтоплювані території) – це комплексний процес, який починається ще на етапі проектування і триває протягом усього життєвого циклу споруди.

Відповідно до нормативних вимог (зокрема ДБН В.1.2-12:2026 «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» та ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти споруд» [2]), цей комплекс поділяється на кілька основних конструктивних та організаційно-технічних напрямків.

4. Геотехнічний моніторинг та інструментальний контроль

Постійний нагляд за поведінкою системи «*основа* → *фундамент* → *споруда*» є головним інструментом попередження аварійних ситуацій [1, 2].

Автоматизований моніторинг осадок. Влаштування системи геодезичних реперів та марок на цоколі та тримальних колонах будівлі. Виконання регулярного (за графіком) високоточного нівелювання для контролю абсолютних осадок, їх нерівномірності та швидкості деформації.

Тензометричний контроль напружень. Встановлення датчиків (тензометрів) у найбільш напружених вузлах каркаса (спряження колон перших поверхів із фундаментною плитою) для відстеження динаміки перерозподілу зусиль у часі.

Інклінометричний моніторинг на схилах. Якщо будівля зведена на зсувонебезпечній території, обов'язковим є закладання вертикальних інклінометричних свердловин у тілі схилу та пальового ростверку для фіксації прихованих горизонтальних зміщень ґрунтового масиву.

Контроль тріщиноутворення. У разі появи перших колю вальні у залізобетонних елементах чи огорожувальних конструкціях – негайне встановлення електронних або пластинчастих маяків з автоматичною фіксацією ширини розкриття тріщин w_k .

2. Заходи захисту від підтоплення та гідрогеологічного контролю

Оскільки зміна вологості є основним тригером для просадних (лесових) та колю вал ґрунтів, керування водним режимом має критичне значення.

Влаштування інженерного захисту. Організація надійної планово-висотної схеми відведення поверхневих вод (вертикальне планування ділянки, влаштування якісного водовідвідного лотка, капітальних асфальтобетонних або монолітних відмосток завширшки не менше 1.5–2.0 м із гідроізоляційним екраном).

Системи дренажу. Постійна експлуатація та обслуговування пристінкових, пластових або кільцевих дренажних систем для підтримання розрахункового рівня ґрунтових вод (РГВ) нижче підосви фундаменту.

Диспетчеризація водонесучих мереж. Організація систем раннього виявлення витоків у підземних інженерних комунікаціях (водопровід, каналізація, тепломережі), що проходять територією об'єкта, через влаштування спеціальних контрольних колодязів та датчиків вологості ґрунту.

3. Конструктивні заходи забезпечення просторової жорсткості

Призначені для того, щоб надземна частина будівлі могла безпечно сприйняти та перерозподілити зусилля, якщо нерівномірні осадки основи все

ж таки відбулися.

Влаштування деформаційних та осадових швів. Розділення будівель складної форми в плані або значної протяжності на окремі жорсткі блоки, здатні деформуватися незалежно один від одного без руйнування стиків [4].

Влаштування залізобетонних поясів жорсткості. Для колю вальні або комбінованих систем — обов'язкове виконання монолітних антисейсмічних/осадових поясів на рівні кожного перекриття, які зв'язують будівлю в єдину просторову просторову коробку [13, 17].

Захист від продавлювання. Періодичний ультразвуковий або склерометричний контроль міцності бетону в зоні капітелей та вузлів «колона→плита», де при нерівномірних деформаціях виникають пікові колю вальні напруження.

4. Організаційно-технічний регламент експлуатації

Паспортизація об'єкта. Ведення технічного паспорта та експлуатаційного журналу будівлі із фіксацією всіх результатів геодезичних спостережень, оглядів конструкцій та проведених ремонтних робіт.

Регламент доступу до підвальних приміщень. Заборона будь-яких несанкціонованих перепланувань, пробивання отворів у тримальних стінах, пілонах чи фундаментних балках, а також заглиблення підвалів, що може порушити стійкість пальового поля чи плити.

Створення служби експлуатації (або залучення спеціалізованих організацій). Проведення планових загальних оглядів двічі на рік (навесні та восени) та позапланових — після екстремальних злив, паводків або тривалих техногенних витоків.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Напрями досліджень у створенні моделей урахування напружено-деформованого стану житлових будівель, зведених у складних інженерно-геологічних умовах

Спираючись на аналіз нормативної бази (зокрема ДБН В.1.1-45:2017) та навчально-методичних матеріалів [3, 4, 18, 48], можна виділити наступні перспективні напрямки наукових досліджень у розробці комп'ютерних моделей для аналізу напружено-деформованого стану (НДС) будівель у складних умовах.

1. Моделювання нелінійної та реологічної взаємодії в часі

Врахування повзучості та релаксації. Необхідна розробка моделей, які б адекватно відображали зміну НДС залізобетонного каркаса з урахуванням повзучості матеріалів та тривалої консолідації слабких ґрунтів. Це дозволить точніше прогнозувати перерозподіл згинальних моментів у ригелях та плитах протягом усього життєвого циклу споруди.

Динамічна зміна характеристик ґрунту. Дослідження впливу змін вологості (замочування/висушування) на деформаційні та міцнісні характеристики в режимі реального часу, особливо для просідаючих та набрякаючих ґрунтів.

2. Удосконалення комплексних просторових моделей «основа → споруда»

Перехід до континуальних моделей. Замість спрощених моделей Вінклера (коефіцієнта постелі) актуальним є впровадження розрахункових схем у вигляді ґрунтового континууму, розділеного на скінченні елементи, що дозволяє уникнути крайових ефектів та врахувати неоднорідність нашарувань.

Для моделювання складної просторової взаємодії у системі «**основа → фундамент → надземна споруда**» на етапі аналітичного огляду важливо показати, як локальна зміна властивостей основи (наприклад, деформація або

падіння коефіцієнта постелі C_1) миттєво трансформує зусилля у надземних залізобетонних елементах.

Моделювання структурної нестійкості: Створення алгоритмів, що описують докорінну зміну структури ґрунту при епізодичних впливах (наприклад, раптове просідання при локальному замочуванні), що відповідає розрахункам за другим типом аварійних сполучень.

3. Моделювання динамічних та сейсмічних впливів у складних ґрунтах

Прямий динамічний метод: Розробка моделей, що використовують інструментальні записи прискорень ґрунту (акселерограми) для житлових будівель на водонасичених пісках, схильних до розрідження [43, 46].

Взаємодія із системами сейсмоізоляції. Дослідження НДС систем, що поєднують методи вирівнювання (піддомкращування) із засобами сейсмоізоляції у фундаментній частині.

4. Прогнозування НДС при техногенних та екологічних змінах

Моделювання впливу підтоплення. Інтеграція фільтраційних розрахунків із моделями механічного опору споруд для оцінки ризику додаткових осідань при підйомі рівня підземних вод.

Оцінка впливу ущільненої забудови. Розробка прогнозних моделей змін властивостей ґрунтів та НДС існуючих будівель під впливом нового будівництва (випинання ґрунту, динамічні вібрації від занурення паль).

5. Розрахунок засобів активного та компенсаційного захисту

Моделювання «стін у ґрунті» та екранів. Дослідження ефективності роздільних шпунтових стінок та джет-елементів у зниженні інтенсивності геотехнічних впливів на фундаменти.

Оптимізація жорстких та податливих схем [13]. Створення критеріїв вибору між жорсткою просторовою системою та введенням шарнірів/гнучких вставок для адаптації будівлі до нерівномірних осідань.

Ці напрямки відповідають вимогам щодо забезпечення механічного опору та стійкості будівель згідно з сучасними технічними регламентами та

будівельними нормами.

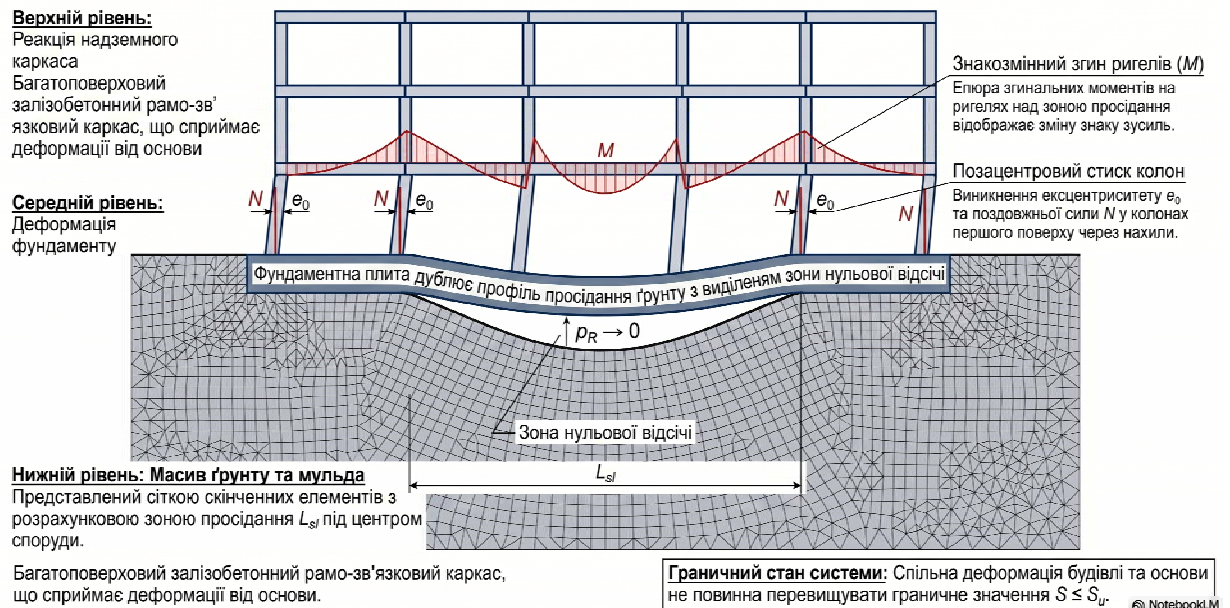


Рис. 2.1. Концепція спільної роботи системи
«ґрунтова основа — фундамент — надземні конструкції»
при локальному просідання (рис. згенеровано за допомогою III)

На рис. 2.1. показана схемі деформаційного перехід, який відбувається в елементах каркаса за наявності локального просідання [3, 4, 17, 48].

На схемі наочно проілюстровано деформаційний перехід, який відбувається в елементах каркаса:

Зона просідання основи (L_{st}) Середня опора (колона) втрачає жорстку відсіч ґрунту, внаслідок чого вертикальне навантаження перерозподіляється на суміжні недеформовані опори.

Епюра згинальних моментів (M): Замість стандартної епюри для рівномірного осідання, у ригелях та плитах над зоною просідання виникає знакозмінний згин. У верхній зоні над опорами та в нижній зоні посередині «завислого» прогону утворюються зони максимальних розтягувальних напружень, що вимагає перевірки площі арматури (A_s).

Ексцентриситет у колонах (e_0). Нерівномірний поворот вузлів приводить до виникнення опорного моменту ΔM у колонах першого поверху, зміщуючи лінію дії поздовжньої сили (N) на величину ексцентриситету (e_0),

що трансформує роботу стиснутого елемента.

Математично перерозподіл зусиль у несучих конструкціях надземної частини за умов варіації граничних умов описується системою канонічних рівнянь методу переміщень. Додатковий згинальний момент ΔM_{ij} у довільному ригелі або монолітній плиті перекриття над зоною деформації є функцією відносної осадки опор (кута перекосу β) і визначається за залежністю [48]:

$$\Delta M_{ij} = \frac{6EJ_b}{l^2}(s_i - s_j) \cdot \psi = \frac{6EJ_b}{l} \cdot \beta \cdot \psi, \quad (2.1)$$

де:

E – початковий модуль пружності бетону (модуль деформації);

J_b – момент інерції приведенного перерізу елемента (з урахуванням площі арматури A_s);

l – прогін ригеля (відстань між осями колон);

s_i, s_j – вертикальні переміщення (осадки) суміжних опорних вузлів i та j ;

ψ – коефіцієнт, що враховує розвиток тріщин та зниження жорсткості залізобетонного елемента при знакозмінному згині.

Специфіка кінематики руйнування конструкцій будівель:

У фундаментній плиті: у зоні над просіданням виникає відсутність реактивного тиску ґрунту ($p_R \rightarrow 0$). Епюра моментів змінює знак, викликаючи інтенсивні напруження розтягу у верхній зоні плити. Це призводить до розкриття нормальних тріщин, якщо верхня арматурна сітка була підібрана без урахування геотехнічного ризику [4].

У колонах та пілонах перших поверхів: внаслідок нахилу перекриттів виникають значні ексцентриситети прикладання поздовжньої сили $e_0 = \frac{\Delta M}{N}$.

Це трансформує роботу колони з чистого (або малоексцентричного) стиску в режим позацентрового стиску з великим ексцентриситетом, що різко знижує її тримальну здатність за умовою міцності бетону та стійкості (поздовжнього згину) [5].

2.2. Напружено-деформований стан каркаса в умовах тривалої нерівномірної консолідації

При розташуванні майданчиків на слабких водонасичених глинистих основах деформаційні процеси розтягуються в часі на роки. Для залізобетонного каркаса надземної частини це означає тривале перебування під навантаженням в умовах вимушеного деформування та повзучості матеріалів [6, 49].

Математичне моделювання накопичення додаткових напружень у залізобетонних елементах з урахуванням фактора часу та релаксації виконується на основі інтегрального рівняння спадкової теорії повзучості Вольтерра-Цихлара (рис. 2.2)

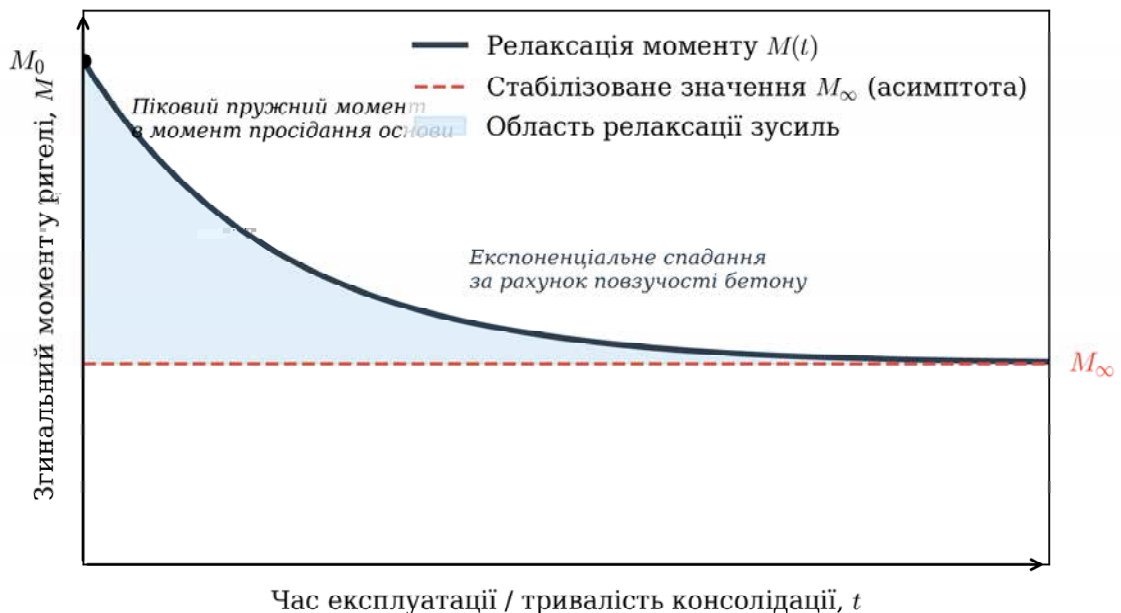


Рис. 2.2. Діаграма релаксації напружень у монолітному ригелі із урахуванням повзучості залізобетону [3, 49]

$$\sigma_c(t) = E_b(t) \cdot \left[\varepsilon_c(t) - \int_0^t \sigma_c(\tau) \cdot K(t, \tau) d\tau \right], \quad (2.2)$$

де:

- $\sigma_c(t)$ – напруження в залізобетоні у момент часу t ;
- $\varepsilon_c(t)$ – повна деформація, задана кінематикою осадки опорного вузла

$s(t)$;

– $K(t, \tau)$ – ядро повзучості бетону, що визначає швидкість протікання пластичних деформацій і залежить від віку бетону на момент прикладання навантаження τ та вологості середовища (відповідно до Eurocode 2)

Завдяки повзучості бетону відбувається часткова релаксація (саморозвантаження) пікових пружних напружень у ригелях — епюра моментів «вирівнюється» [7]. Проте, якщо швидкість осадки основи $\frac{\partial s}{\partial t}$ перевищує швидкість релаксації, у вузлах спряження «колона-плита» утворюються наскрізні тріщини, що супроводжується незворотним зниженням просторової жорсткості та геометричної стабільності всього блоку будівлі [8].

2.3. Особливості роботи конструкцій підземної частини на схилових територіях

Будівництво житлових об'єктів на схилових ділянках або в зонах потенційного зсувного тиску (зокрема, це характерно для умов правобережжя Дніпра) висуває особливі вимоги до пальових фундаментів.

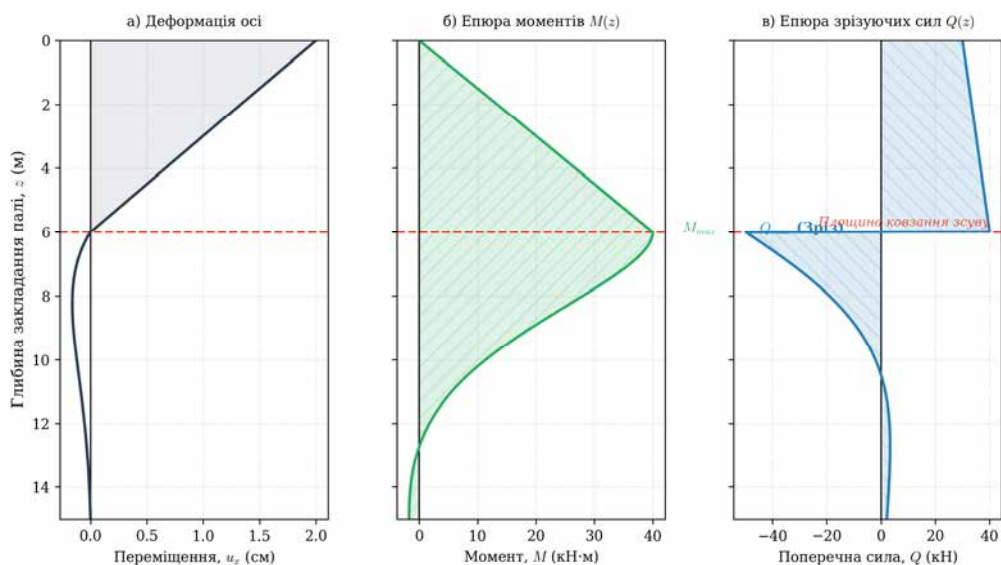


Рис. 2.3. Напружено-деформований стан протизсувної палі при перетині лінії ковзання зсувного масиву

Палі починають працювати в екстремальному режимі складного опору: крім вертикального стиску M від ваги будівлі, вони сприймають значні поперечні сили Q_x та згинальні моменти M_y , викликані горизонтальним тиском рухомого масиву ґрунту [9].

Математична модель роботи протизсувної палі базується на диференційному рівнянні згину пружного стержня, що знаходиться в анізотропному середовищі (модель пружного шару) (рис. 2.3):

$$E_b J_p \frac{d^4 u_x(z)}{dz^4} + K_b(z) \cdot d \cdot u_x(z) = q_{sl}(z), \quad (2.3)$$

де

$u_x(z)$ – горизонтальне переміщення осі палі на глибині z ;

$E_b J_p$ – жорсткість залізобетонного перерізу палі при згині;

$K_b(z)$ – змінний за глибиною коефіцієнт постелі ґрунту при горизонтальному зсуві;

d – зовнішній діаметр (або ширина) палі;

$q_{sl}(z)$ – інтенсивність горизонтального зсувного тиску ґрунтового масиву на одиницю довжини палі.

3 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Вихідні дані

За проектом. передбачається будівництво житлово-офісного центру з об'єктами соціально-культурного призначення [29].

Ділянка. що передбачена для будівництва. розташована:

- з північно-західної сторони 5-типоверховий кам'яний житловий будинок.
- з південно-східної сторони теж 5-типоверховий кам'яний житловий будинок.
- з тилу проектом передбачено будівництво офісної 10-типоверхової будівлі загальною висотою 41.20 м з підземною автостоянкою. яка запроектована і об'єднує обидві будівлі в єдиний архітектурний. конструкційний та композиційний комплекс.

3.2 Об'ємно-планувальні рішення

На ділянці проектом передбачено будівництво багатоповерхового одностороннього житлового будинку з вбудованими не житловими приміщеннями (офісними та приміщеннями фітнесцентру) та вбудованим підземним автопаркінгом [29]. Таке рішення було прийняте формуванням об'ємно-просторової композиції комплексу з урахуванням інсоляції житлових приміщень будинку. що запроектовано. і приміщень в будинках оточуючої забудови.

У будинку передбачено [29]:

- житлова частина, яка складається з багатоповерхової секції житлових квартир та приміщень вхідної групи;
- не житлові приміщення в частині першого поверху складають загальною площею 1475.5 м²;

- автопаркінг на 25 місць для легкових автомобілів мешканців будинку (розташований частково під житловим будинком (підвальні приміщення) та в окремому. прибудованому у дворі;

- технічні та допоміжні приміщення в цокольному поверсі та підземної частини сходово-ліфтових шахт.

Будинок запроектовано односекційним. прямокутної. в плані форми. габаритні розміри будинку в плані складають 31,68×24,60 м.

Повна максимальна висота будівлі над рівнем землі становить 86.400 м. Висота поверхів становить 3.3 м. За відмітку ± 0.000 прийнято рівень «чистої підлоги» першого (не житлового) поверху будинку. що відповідає абсолютній відмітці 146.70 м.

На цокольному (підвальному) поверсі будинку розташовано автопаркінг. На частині першого поверху будинку розташовано не житлові приміщення (офісні та приміщення фітнес-центру) з виходом з сторони дворового фасаду.

У будинку передбачено влаштування одно-. дво- та трикімнатних квартир. На кожному поверсі розташовано по 6 квартир.

Кімнати та кухні мають природне освітлення. відношення площі світлового проїому до площі підлоги приміщень складає 1/6.

Висота житлових поверхів – 3.0 м.

Всього в будинку запроектовано 120 квартири.

Таблиця 3.1 – Склад та характеристики квартир

Тип квартир	Всього площа, м ²	
	Житлова площа	Загальна площа
1-кімнатна	67.4	141.72
2- кімнатна	102.1	189.5
3- кімнатна	137.2	239.1
Загальна площа квартир		1475.49

На першому поверсі передбачено влаштування офісних приміщень.

Кожне з приміщень являє собою відокремлений блок, який має два виходи безпосередньо на вулицю.

В кожному із блоків забезпечене підключення всіх необхідних видів інженерного обладнання, влаштовані санвузли і вхідні тамбури.

Автопаркінг (що опалюється) – манежного типу для легкових автомобілів мешканців будинків розташований частково під житловим будинком і в підземному прибудованому у дворі блоку. Загальна кількість машино-місць в автопаркінгу–25 автомобілів.

Загальнобудинкові службові приміщення – приміщення чергового вахтера (охорони) будинку при вхідному в житлову частину вестибюлі в складі приміщення для чергового та санвузла;

Технічні приміщення (теплопункт, вузол вводу водопроводу, електрощитова, насосна, вентиляційні камери та ін.) – в підвальної частині будинку за рахунок площі паркінгу та підземної частини сходово-ліфтових шахт.

3.3 Конструктивне рішення будівлі

Конструктивна схема – каркасно-монолітна будівля [11].

Фундаменти

Фундаменти запроектовані пальові із суцільним ростверком у вигляді фундаментної плити товщиною 1.20 м [12]. Під фундаментну плиту запроектовано бетонну підготовку товщиною 100 мм. Відмітка верхнього обрізу фундаментної плити становить –12.600 м. Палі діаметром 620 мм виконуються буроін'єкційним та буронабивним способом. Відмітка верху палі складає – 11.1 м. довжина паль 16 м. Для захисту фундаментів від зовнішньої вологи запроектовано асфальтобетонну відмостку шириною 2.0м та глиняний замок.

Для захисту фундаментів від ґрунтової вологи передбачено вертикальну та горизонтальну гідроізоляцію [2, 7, 8].

Перекриття та несучі конструкції

Несучі вертикальні конструкції та перекриття житлового будинку запроектовані із застосуванням монолітного залізобетонного каркасу. Стінову частину виконано товщиною 250-300 мм. пілони – 1500×500 мм.

Перекриття будинку запроектовано із застосуванням монолітного залізобетонного каркасу товщиною 200мм.

Зовнішні стіни

Зовнішні стіни – самонесучі з поперечною розрізкою. Зовнішній шар огорожуючих стін товщиною 510 мм виконується з цегли з влаштуванням з внутрішнього боку стіни утеплювача із перлітобетонних блоків $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$ товщиною 100 мм. що відповідає нормативним значенням опору теплопередачі огорожуючих конструкцій для житлових будинків, затверджених та введених в дію з 1 березня 2015 р. наказом Держкомітету України у справах містобудування та архітектури №106 від 29.12.14.

Перегородки

Перегородки в приміщеннях запроектовані з силікатної цеглини по ДСТУ Б В.2.7-80-98. Цегла та каміння силікатні. Технічні умови: товщиною 250 мм, а у ванних кімнатах і санвузлах з керамічної цегли по ДСТУ Б В.2.7-61-97. Цегла та камені – керамічні рядові лицьові завтовшки 120 мм.

Сходи

Сходова клітка запланована для внутрішньої повсякденних експлуатації. із збірних залізобетонних елементів. Сходи двохмаршеві з тим, що спирається на сходові майданчики. Ухил сходів 1:2. Зі сходової клітки є вихід на крівлю по металевих сходах. обладнаними вогнестійкими дверима.

Сходова клітка має штучне і природне освітлення через віконні отвори. Всі двері по сходовій клітці і в тамбурі відкриваються у бік виходу з будівлі за умовами пожежної безпеки. Обгороджування сходів виконується з металевих ланок. а поручень фанерований пластмасою. Ширина кожного маршу 1200мм. площадки – 1200 мм.

Ліфти

Ліфти передбачено як пасажирські, так і вантажні. В будинку розміщено 4 пасажирських ліфти та 2 вантажні.

Система управління ліфтів – змішана, збиральна по наказах і викликах при русі кабіни вниз. Машинне відділення ліфта розміщується на покрівлі.

Зовнішнє оздоблення

Зовнішня обробка виконується без обштукатурювання поверхонь.

Кладка зовнішнього шару багат шарової конструкції стіни виконується з розшиванням швів.

Внутрішнє оздоблення та обладнання приміщень.

Внутрішнє оздоблення та обладнання житлових та загальнобудинкових приміщень запроектовано стандартним із застосуванням матеріалів вітчизняного виробництва:

Приміщення квартир:

- підлоги – паркет в житлових приміщеннях. лінолеум в кухнях. коридорах. холах та керамічна плитка в санвузлах. ванних кімнатах;
- стіни – поліпшена штукатурка з подальшим наклеюванням шпалер в житлових кімнатах; поліпшене вододисперсне фарбування в кухнях; керамічна плитка в санвузлах. ванних кімнатах. частково в кухнях; вододисперсне фарбування в коморах.
- стеля – поліпшене вододисперсне пофарбування.

Загальнобудинкові приміщення:

- підлоги – мозаїчний бетон в загальних коридорах. ліфтових холах. технічних приміщеннях та автопаркінгу. керамічна плитка в сміттєзбірнику;
- стіни – вододисперсне пофарбування в загальних коридорах. ліфтових холах. пофарбування олійною фарбою низу стіни на висоту 1.5 м в технічних приміщеннях та автопаркінгу. керамічна плитка в сміттєзбірнику;

Вікна та двері

Зовнішні вікна у житлових та офісних приміщеннях – металопластико-

ві з двокамерним склопакетом.

Внутрішні двері прийняті такі:

- вхідні на сходи – стандартні дерев'яні. засклені армованим склом;
- вхідні в квартири – металеві підсилені. вогнестійкі;
- внутрішньоквартирні – стандартні дерев'яні;
- вхідні в загальні службові приміщення – стандартні дерев'яні;
- вхідні в ліфтові холи. електрощитову. технічні приміщення – проти-

пожежні.

Зовнішні двері прийняті такі:

- вхідні в будинку, офіси – з металопластику. засклені двокамерними склопакетами;
- балконні в житлових квартирах – металопластикові з двокамерним склопакетом;
- вхідні в підвал. сміттекамери – спеціальні металеві;
- ворота автопаркінгу – металеві з утеплювачем;

Вертикальні зв'язки

Вертикальний зв'язок між вхідним вестібюлем та житловими поверхами будинку забезпечується загальними сходовими клітками та пасажирськими ($G = 1000$ кг) і вантажним ($G = 400$ кг) ліфтами.

3.4 Інженерне обладнання

Опалювання

Опалювання і гаряче водопостачання запроектоване з магістральних теплових мереж. з нижньою розводкою по підвалу. Приладами опалювання служать конвектори. На кожну секцію виконується окремий тепловий вузол для регулювання і обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків. розташовані в підвальній частині будівлі ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

Водопостачання

Холодне водопостачання запроектоване від внутрішньоквартального колектора водопостачання з двома введеннями. Вода до будинку подається по внутрішньобудинковому магістральному трубопроводу, розташованій в підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою.

Каналізація

Каналізація виконується внутрішньодворова з врізанням в колодязі внутрішньоквартальної каналізації. З будинку виконуються самостійні випуску хозфекальної і дощовій каналізації.

Енергопостачання

Енергопостачання виконується від дворової підстанції з живленням будинку двома кабелями: основним і запасним. Всі електрощитові розташовані на перших поверхах.

Природне освітлення та тривалість інсоляції житлових приміщень запроектованого будинку відповідає вимогам діючих в даний час в Україні будівельних нормативних документів (ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. ДБН Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень).

При будівництві на запропонованій ділянці житлового будинку він не матиме негативного впливу на тривалість інсоляції житлових приміщень в житлових будинках оточуючої забудови.

Зовнішнє оздоблення фасадів

Зовнішнє оздоблення фасадів будинку виконується із застосуванням облицювальної цегли та штукатурки з пофарбуванням фасадними фарбами. Зовнішнє оздоблення елементів – пілонів, балок, фрагментів стін, зовнішніх сходів та площадок – із застосуванням облицювання штучними плиточними матеріалами, штукатурки з пофарбуванням фасадними фарбами, згідно з паспортом оздоблення фасадів.

Протипожежні та охоронні заходи

Будинок за розробленим проектом відноситься до II категорії вогне-

стійкості. Група займистості та мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій прийняті згідно з ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги [39]. Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будинку забезпечують безпеку та оперативність при евакуації людей з квартир та приміщень цокольного поверху в разі пожежі або іншого стихійного лиха – в будинку запроектовано дві евакуаційні сходові клітини I та II типу.

Усі зовнішні двері. вікна. двері в квартири. двері ліфтових холів. двері сходових клітин. а також клапани сміттєпроводів обладнані ущільнюючими пружними прокладками в притулах. Зовнішні входні двері. двері ліфтових холів. двері сходових клітин обладнані довідниками.

Двері ліфтових холів. виходів на покрівлю будинку. в технічні та допоміжні приміщення (електрощитову. венткамери. тепловий вузол. комори та ін.) запроектовані протипожежними з вогнестійкістю 0.6 год. Входні двері квартир запроектовані вогнестійкими (0.6 год. вогнестійкості) металевими протиударними по ТУ В.2.6-550 м.х. 16305061 002-94 згідно з наказом №4 від 01.08.2014 Держкомітету України в справах містобудівництва і архітектури.

Всі протипожежні двері – по сертифікату відповідності УкрСЕПРО.

Кожна квартира будинку забезпечується вогнегасником для цілей пожежегасіння.

В будинку передбачений ліфт вантажопід'ємністю 1000 кг для транспортування пожежних підрозділів згідно з ДБН В.2.2-15-2019. Житлові будинки [29].

По відношенню до існуючої забудови житловий будинок розміщений згідно з нормативними протипожежними та санітарними вимогами.

Обмеження поширення пожежі в споруді досягається:

- застосуванням конструктивних та об'ємно-планувальних рішень, що спрямовані на створення перешкод поширенню небезпечних факторів пожежі приміщеннями. між приміщеннями. поверхами. протипожежними

відсіками та секціями;

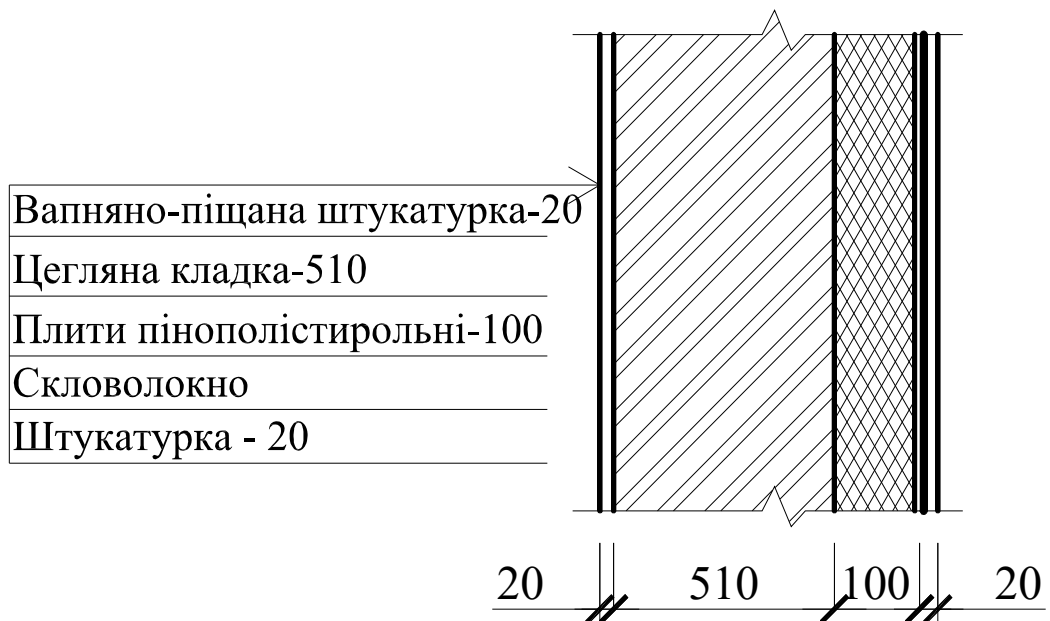
- зменшенням пожежної небезпеки будівельних матеріалів і конструкцій. у тому числі оздоблень й облицювань. що застосовуються у приміщеннях та на шляхах евакуації;

- зменшенням пожежної небезпеки будівельних матеріалів і конструкцій. у тому числі оздоблень й облицювань. що застосовуються у приміщеннях та на шляхах евакуації;

- застосуванням засобів пожежогасіння. у тому числі автоматичних установок пожежогасіння. а також інших інженерно-технічних рішень. спрямованих на обмеження поширення небезпечних факторів пожежі.

3.5 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Розріз зовнішньої стіни виконуємо за ДБН [31]:



Позначення:

1. Вапняно-піщана штукатурка – $\delta = 20$ мм. $\gamma = 1600$ кг/м³. $\lambda = 0.81$ Вт/м°C

2. Кладка із цегли – $\delta = 510$ мм. $\gamma = 1800$ кг/м³. $\lambda = 0.81$ Вт/м°C

3. Плити полістирольні – $\delta = 100$ мм. $\lambda = 0.05$ Вт/м°C. $\gamma = 35$ кг/м³

4. Сітка із скловолокна на клейовому розчині.

5. Штукатурка із складного розчину – $\delta = 20$ мм. $\gamma = 1700$ кг/м². $\lambda = 0.87$

Вт/м²С

Опір теплопередачі зовнішніх огорожень визначаємо за формулою:

$$R_{\sum np} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_n}$$

Мінімально допустимий опір теплопередачі для м. **Києва** складає

$$R_{q \min} = 2.8 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Розрахунок виконується за формулою [31]:

$$R_{\sum np} = \frac{1}{\alpha_B} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{\sum np} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{0,10}{0,05} + \frac{0,02}{0,87} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{\sum np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{0,10}{0,05} + \frac{0,02}{0,87} + \frac{1}{23}$$

$$R_{\sum np} = 0,115 + 0,025 + 0,63 + 2,00 + 0,025 + 0,043$$

$$R_{\sum np} = 2,82 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} > R_{q \min} = 2.8 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Умова виконується. Отже, приймаємо товщину зовнішньої стіни з утеплювачем 650 мм.

Таблиця 3.2 – Розрахунок опору теплопередачі $R_{o \min}$ для зовнішніх конструкцій

№ п/п	Найменування зовнішньої конструкції	Нормативне значення опору теплопередачі. $\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт.}$	Розрахункове значення опору теплопередачі. $\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт.}$
Житловий будинок			
1	Зовнішня стіна	2.8	2.82
2	Покриття	3.3	3.305
3	Вікна та балконні двері	0.6	0.6
4	Перекрыття над підвалом	2.8	2.83
Нежитлові приміщення			
1	Зовнішня стіна	2.8	3.57
2	Зовнішня стіна (підвалу)	2.8	2.91
3	Покриття	3.3	3.435
4	Вікна	0.6	0.6

Основні техніко-економічні показники

№	Показники	Один. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Площа ділянки проектування в т.ч.	м^2	15898.0
2	Площа наданої ділянки	м^2	5009.0
3	Площа благоустрою прилеглої території	м^2	19800.0
4	Площа забудови	м^2	5690.3
5	Коефіцієнт забудови		0.94
6	Площа покриття проїздів	м^2	6019.0
7	Площа покриття тротуарів	м^2	2890.0
8	Площа озеленення	м^2	5480.0
9	Кількість місць в підземному автопаркінгу	м/місць	70

4 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1 Розрахунок монолітного ребристого залізобетонного перекриття

Проектування монолітного ребристого залізобетонного перекриття з балочними плитами включає: компоновку конструктивної схеми; розрахунок і конструювання балочної плити. другорядної і головної балок [14].

Конструктивно будинок – каркасно-монолітна просторова рама.

Будинок має 23 поверх загальною висотою + 85.800 (конструктивна висота) при висоті поверху 3.300 м, з підвалом, висота якого складає 3.3 м. Перекриття: залізобетонна плита товщиною 250 мм. Склад покриття та перекриття для збору навантажень на 1м^2 прийнято згідно архітектурних креслень.

Навантаження на нього визначається розрахунком.

Плиту перекриття виконують з бетону кл. С30 і армують арматурою А400 – окремими стержнями.

Вихідні дані для проектування

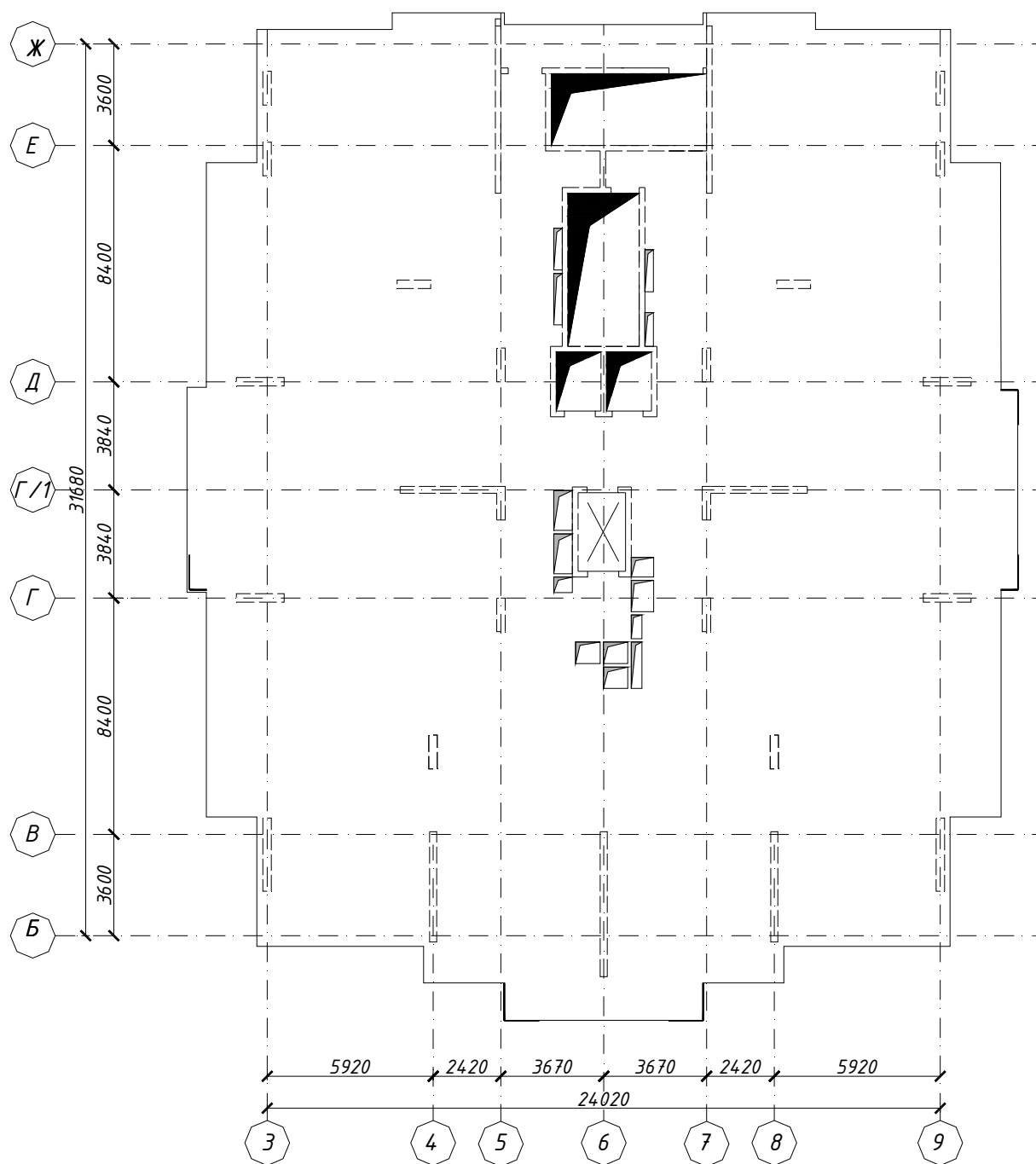
важкий бетон класу С30; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1.3$ [28];

$f_{ck,cube} = 30\text{МПа}$; $f_{cm,cube} = 38\text{МПа}$; $f_{ck,prism} = 22\text{МПа}$; $f_{cd} = 17\text{ МПа}$; $f_{ctm} = 2.6\text{МПа}$. $f_{ctk0,05} = 1.8\text{МПа}$; $E_{cm} = 32.5 \cdot 10^3\text{МПа}$; $E_{cd} = 25 \cdot 10^3\text{МПа}$; $E_{ck} = 29 \cdot 10^3\text{МПа}$; $C_{Rd,c} = 0.30\text{МПа}$;

Робоча арматура плити – зі сталі класу А400С. $f_{yk} = 400\text{МПа}$; $f_{yd} = 375\text{МПа}$; $f_{ywd} = 285\text{МПа}$; $E_s = 210 \cdot 10^3\text{МПа}$; $\varepsilon_{so} = 0.00174$; $\varepsilon_{ud} = 0.025$;

Монтажна (конструктивна) арматура класу А240С: $f_{yk} = 240\text{МПа}$; $f_{yd} = 225\text{МПа}$; $f_{ywd} = 170\text{МПа}$; $E_s = 210 \cdot 10^3\text{МПа}$; $\varepsilon_{so} = 0.00107$; $\varepsilon_{ud} = 0.025$;

Розраховуємо плиту перекриття типового поверху в осях «1 – 9» – «А–Ж».



4.2 Збір навантажень

Збір навантажень виконано згідно ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження та впливи. Розрахунок навантажень наведений в табл. 4.1 – 4.3 з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0.95$.

Таблиця 4.1 – Збір навантажень на 1 м² покриття та перекриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаж кН/м ²	Коеф. надійності γ_f	Граничне	Коеф. надійності для експл.	Експлуатаційне
1	2	3	4	5	6
Покриття					
Постійне					
1) Захисний шар гравію $\rho = 1.6 \cdot 0.035 \cdot 9.81 \cdot 0.95$	0.52	1.3	0.68	1	0.52
2) 4 шари руберойду на мастиці $\rho = 1.25 \cdot 0.02 \cdot 9.81 \cdot 0.95$	0.23	1.3	0.3	1	0.23
3) Цем-піщ стяжка $\rho = 2.2 \cdot 0.02 \cdot 9.81 \cdot 0.95$	0.51	1.3	0.66	1	0.51
4) Утеплювач керамзит $\rho = 0.58 \cdot 0.2 \cdot 9.81 \cdot 0.95$	1.08	1.3	1.4	1	1.08
5) Пароізоляція	0.05	1.3	0.065	1	0.05
6) Покриття $(13/(1.2 \cdot 3.6) + 0.1) \cdot 9.81 \cdot 0.95$	2.9	1.1	3.19	1	2.9
Тимчасове:					
1) Снігове $0.7 \cdot 0.95$	0.07	1.4	0.98	1	0.07
Всього	5.9		7.3	1	5.9
Технічний поверх					
1) Цементно-піщана стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51
2) Керамзит	1.08	1.3	1.4	1	1.08
3) Покриття	2.9	1.1	3.18	1	2.9
Тимчасове	1.5	1.2	1.7	1	1.5
Всього	5.9		6.95	1	5.9
Перекриття					
1) Паркетна підлога на мастиці	0.16	1.3	0.21	1	0.16
2) Цементно-піщана стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51
3) Перекриття	2.9	1.1	3.19	1	2.9
4) Тимчасове	1.5	1.2	1.7	1	1.5
На 21 поверхів всього	65.9		74.8	1	65.9
Підлога підвалу					
1) Цементна стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51

2) Бетонна підготовка 80 мм	1.7	1.1	1.82	1	1.7
3) Тимчасове	2.0	1.2	2.4	1	2.0
Всього	4.21		4.9		4.21

Таблиця 4.2 – Визначення ваги 1м.п. стін

Вид навантаження	Характеристичне навантаж кН/м ²	Коеф. надійн γ_f	Граничне	Коеф. надійності для експл.	Експлуатаційне
тип 1 (зовнішня)					
штукатурка ($\delta = 20\text{мм}$ $\rho = 1.8\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	118.8	1.3	154.44	1	118.8
силікатна цегла ($\delta = 510\text{мм}$ $\rho = 1.0\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	990.0	1.2	1188.0	1	990.0
пінополістирол ($\delta = 100\text{мм}$ $\rho = 1.6\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	633.6	1.2	760.32	1	633.6
штукатурка ($\delta = 20\text{мм}$ $\rho = 1.8\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	118.8	1.3	154.44	1	118.8
Всього	1861.2		2257.2		1861.2
тип 2 (внутрішня)					
силікатна цегла ($\delta = 380\text{мм}$ $\rho = 1.0\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	654.0	1.1	719.4	1	654.0
штукатурка ($\delta = 40\text{мм}$ $\rho = 1.8\text{т/м}^3$ $h = 3.3\text{м}$)	237.6	1.3	308.88	1	237.6
Всього	891.6		1028.2		891.6

Таблиця 4.3 – Навантаження на 1 м² перекриття паркінга

Вид навантаження	Характеристичне навантаж кН/м ²	Коеф. надійн γ_f	Граничне	Коеф. надійності для експл.	Експлуатаційна
1. Постійне:					
1.1 Паркет на мастиці $\delta = 0.03\text{м}$. $p = 600\text{кг/м}^3$	171	1.2	205.2	1	171
1.2 Захисна з/б стяжка $\delta = 0.04\text{м}$. $p = 2200\text{кг/м}^3$	836	1.3	1086.8	1	836
1.3 Утеплювач $\delta = 0.15\text{м}$. $p = 500\text{кг/м}^3$	736	1.2	883	1	736
1.4 Гідроізоляція гор. бітум $p = 5\text{кг/м}^2$	47.5	1.3	61.75	1	47.5
1.6 Перегородки $p = 50\text{кг/м}^2$	47.5	1.1	522.5	1	47.5
Всього постійна	$g^n = 1840$		$g = 2790$		$g^n = 1840$
2. Тимчасове:					
2.1 від людей та меблів $p = 150\text{кг/м}^2$	5200	1.2	6240	1	520
Всього тимчасова	$s^n = 5200$		$s = 6240$		$s^n = 5200$
Всього	$q^n = 7040$		$q = 9030$		$q^n = 7040$

4.3 Розрахунок плити перекриття

Житловий будинок в розрахунковій програмі «Мономах» має вигляд:

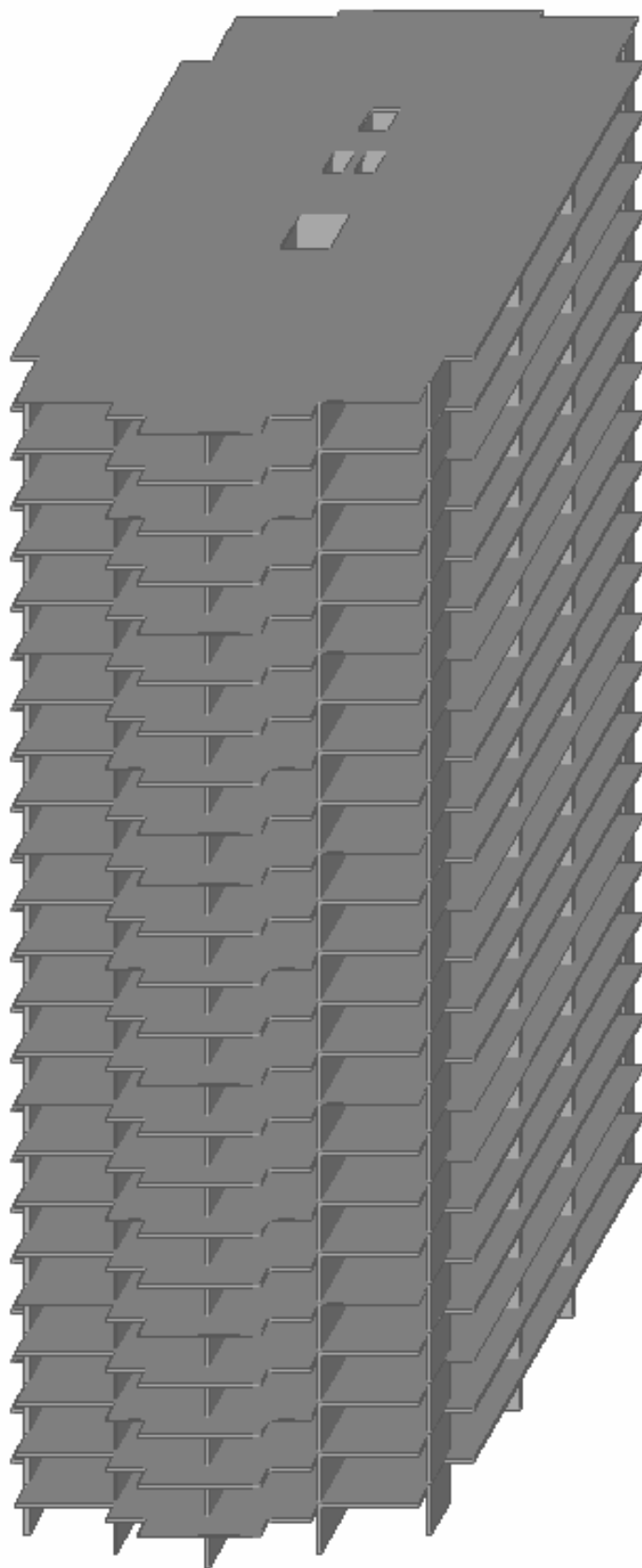


Рисунок 4.1 – Загальний вигляд моделі будинку

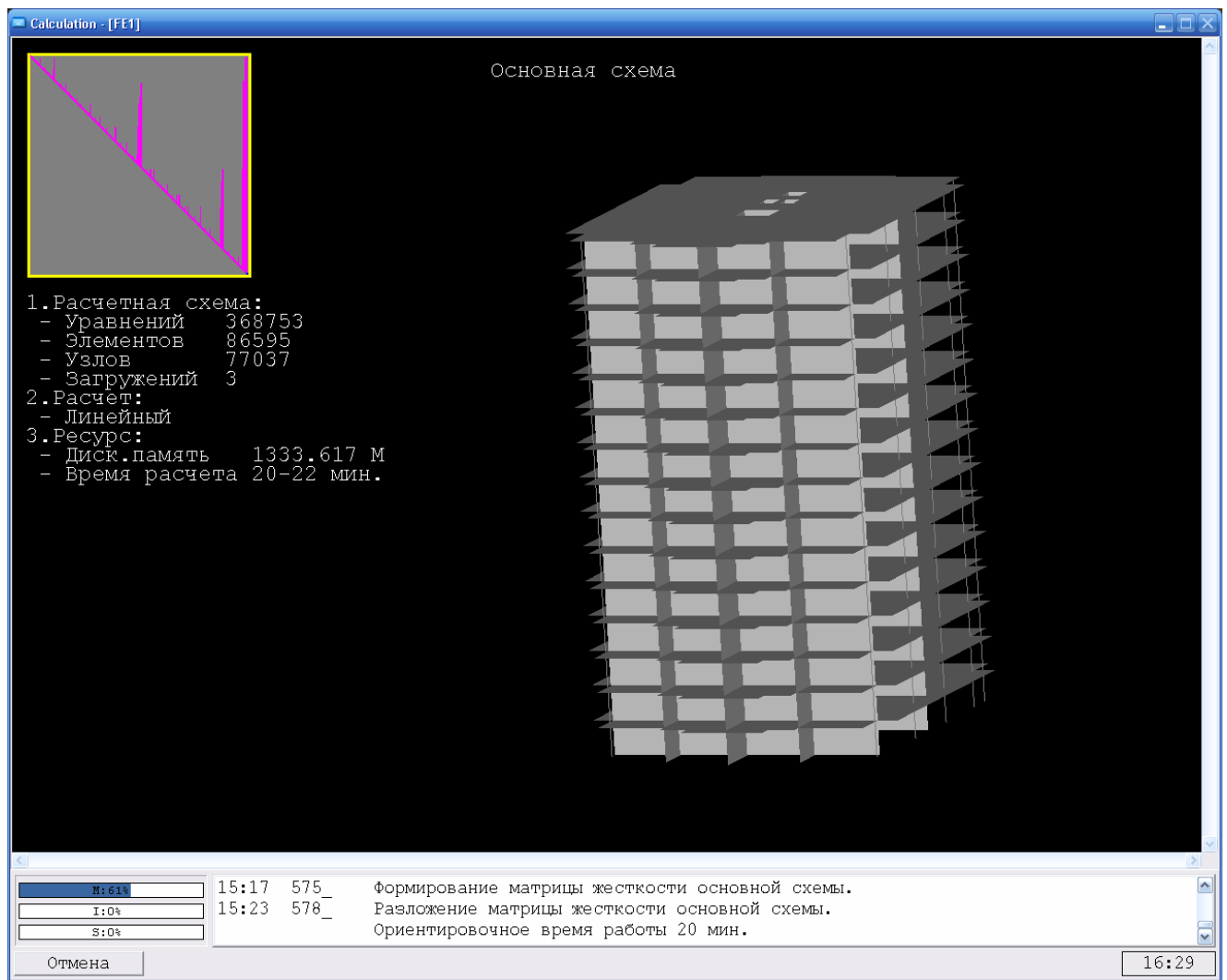
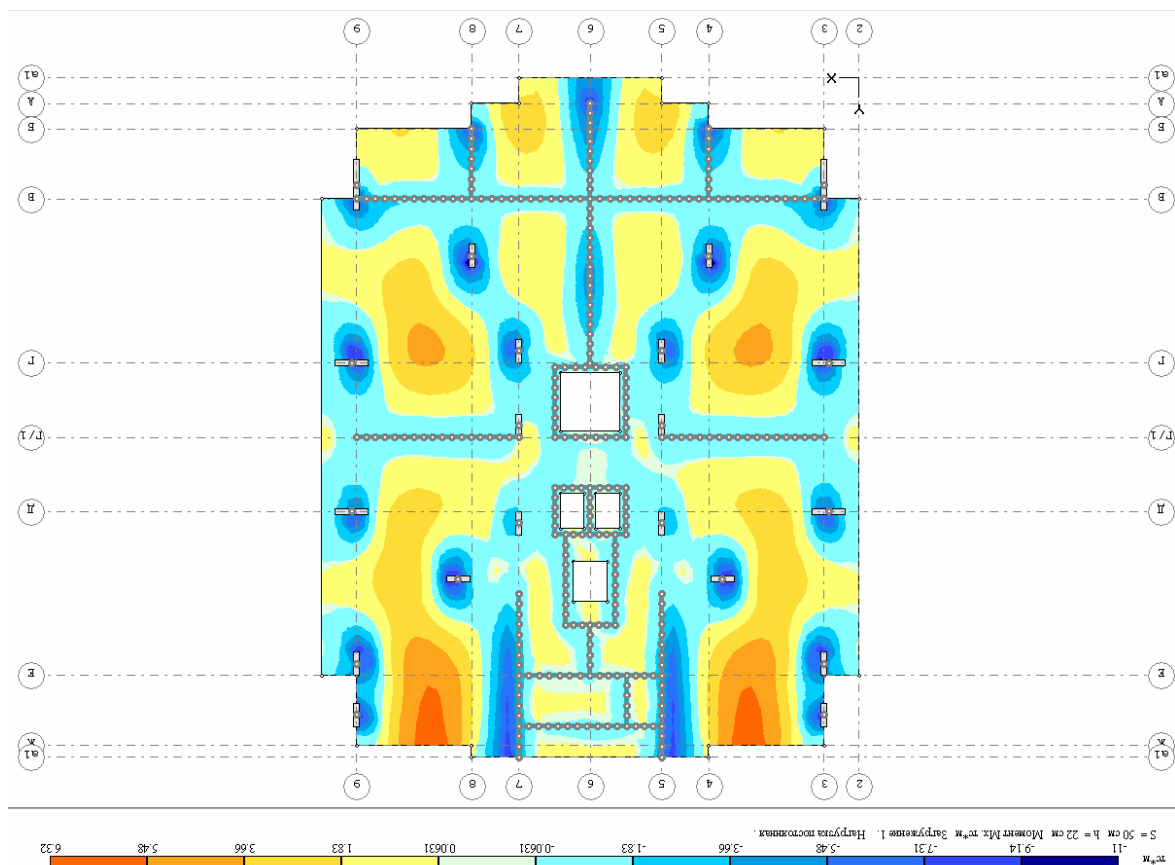
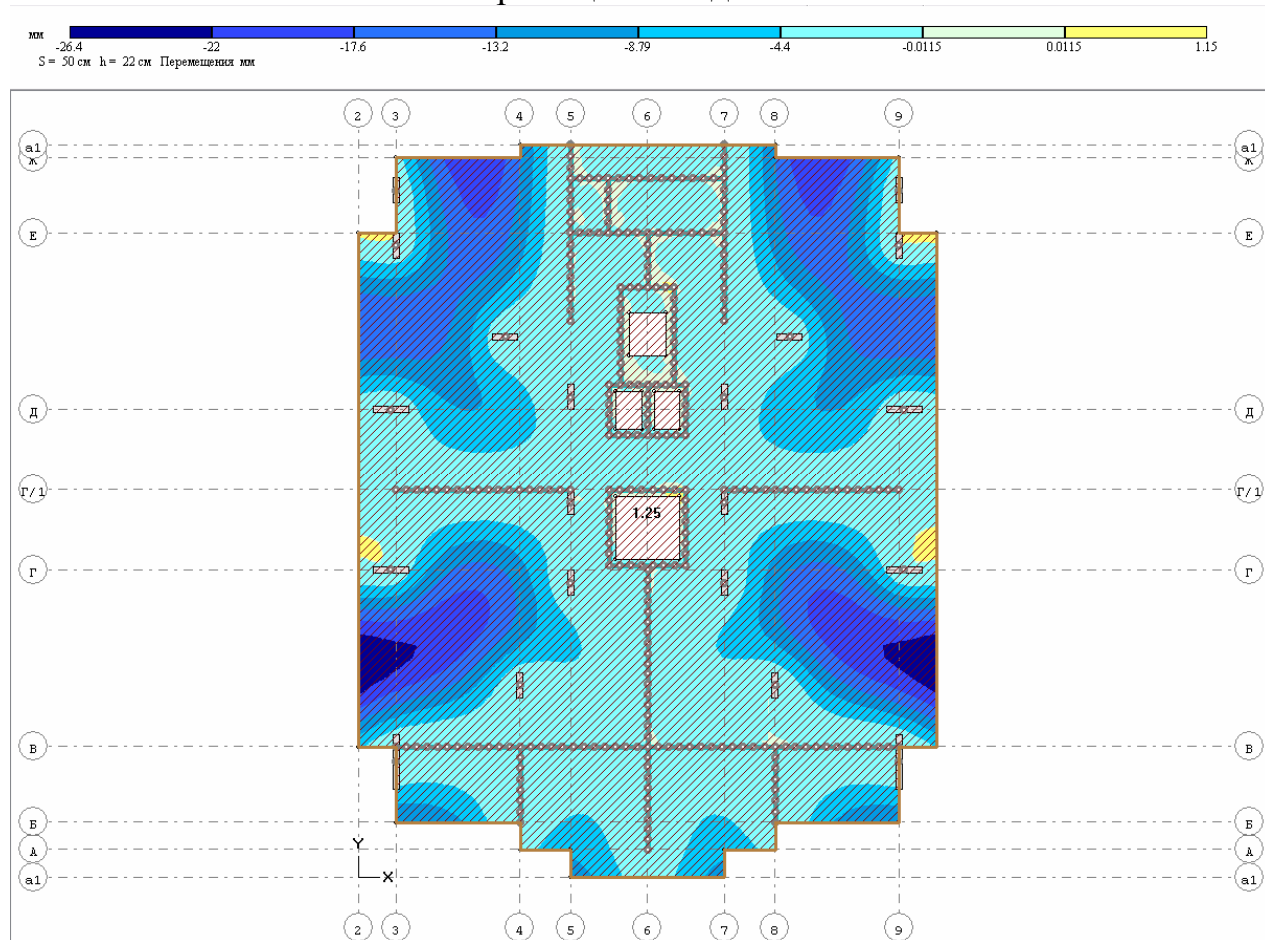
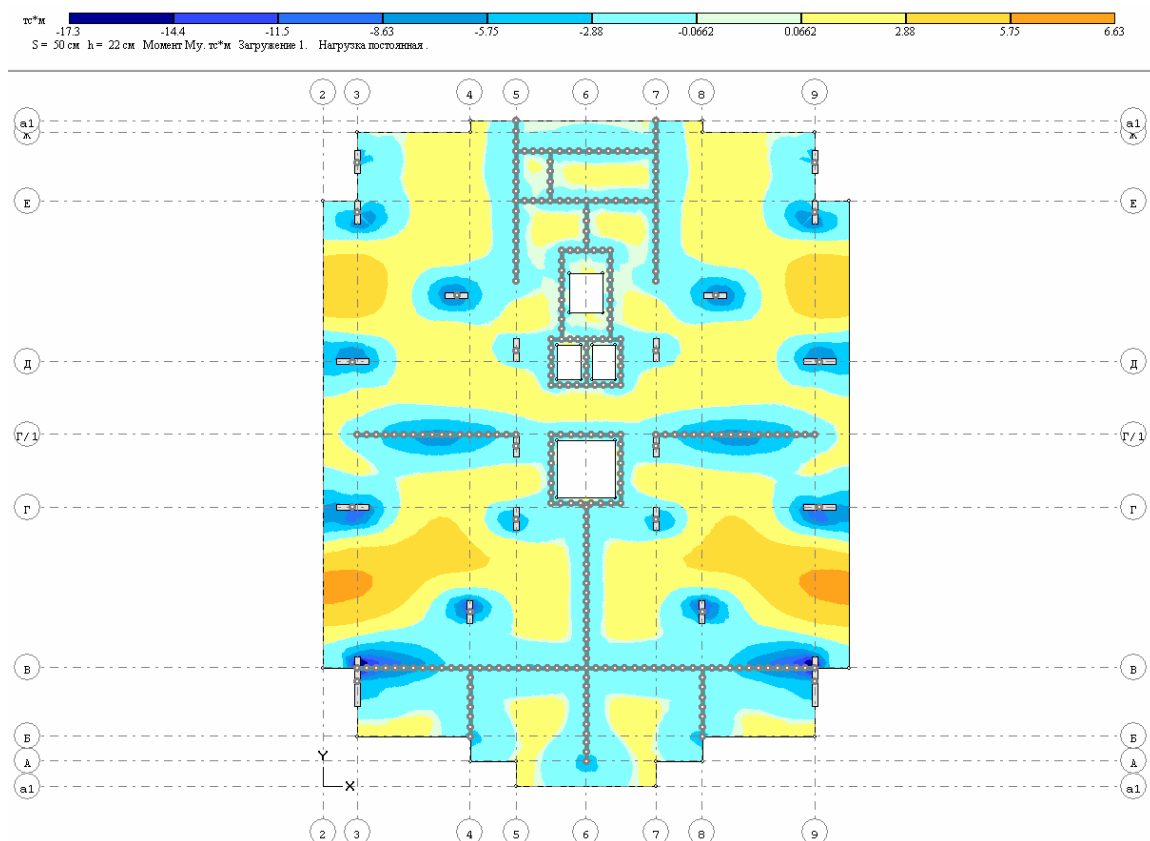


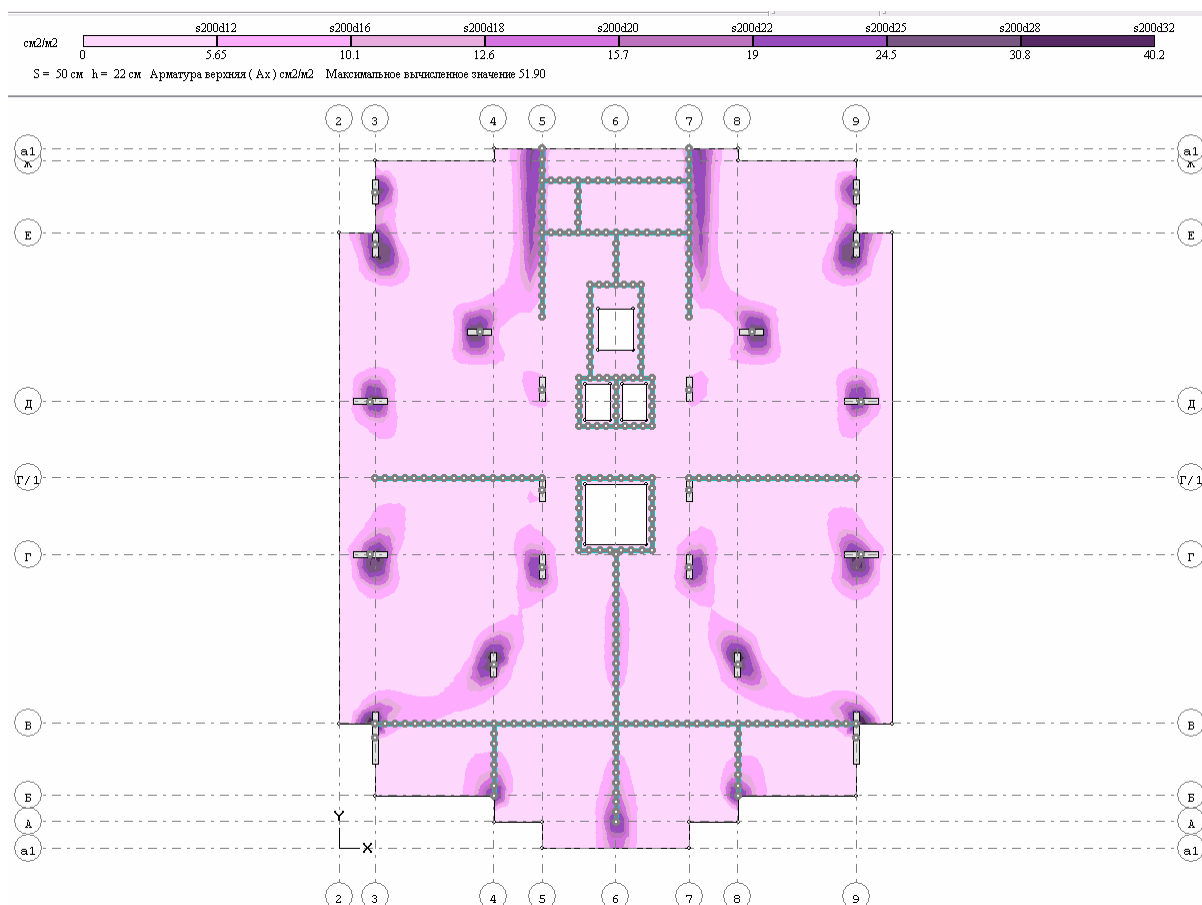
Рисунок 4.2 – Розрахункова схема моделі будинку

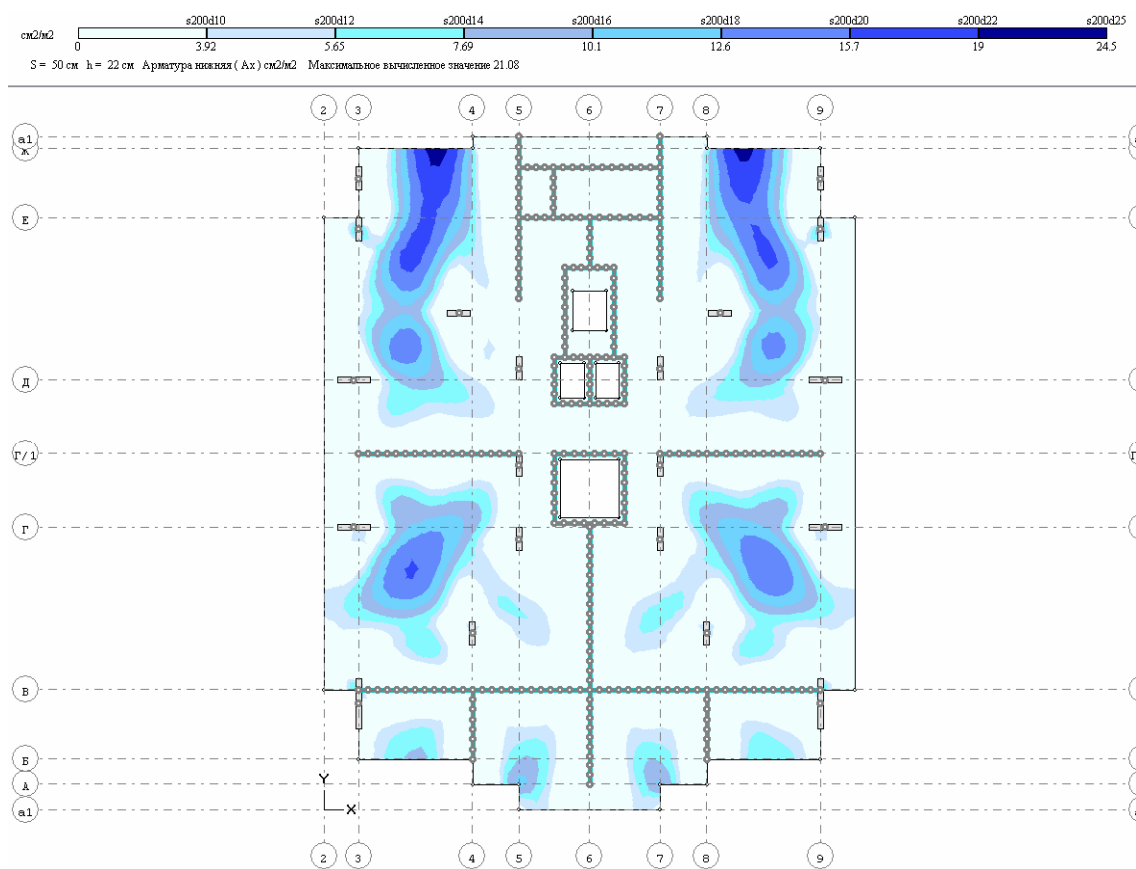
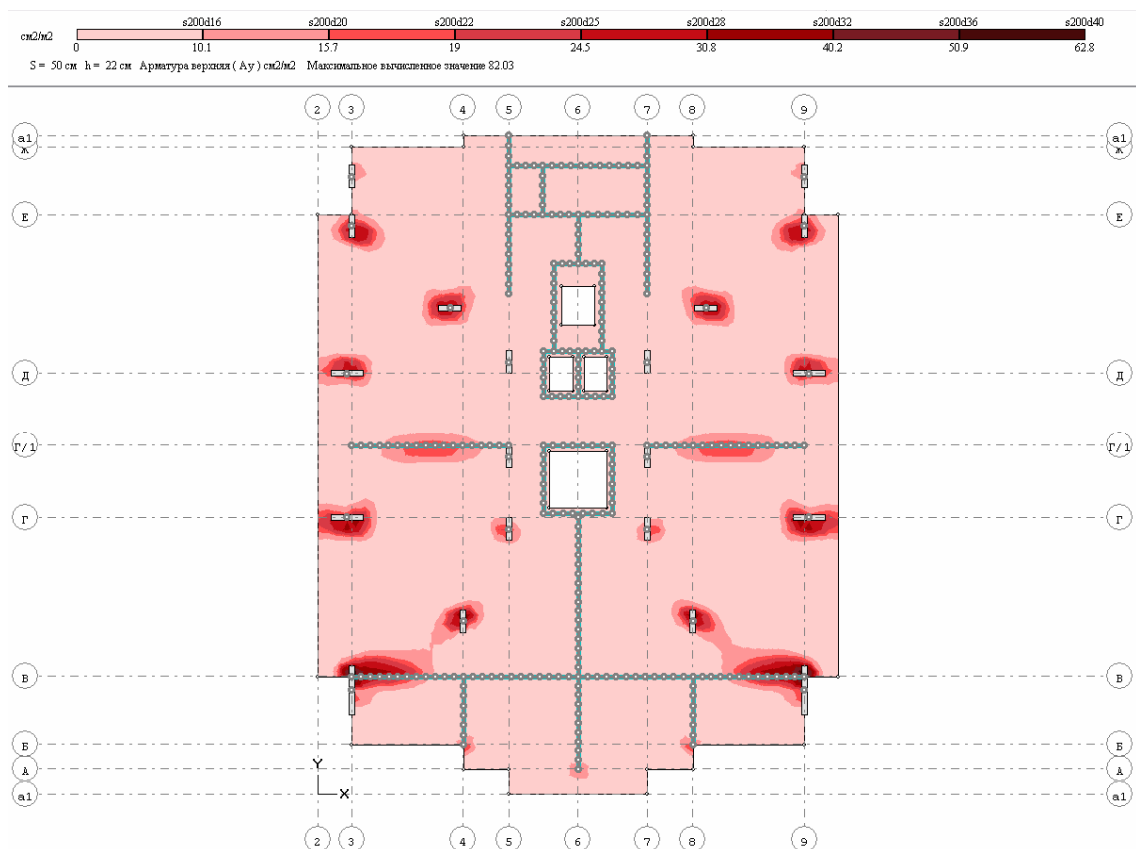
Переміщення вздовж осі Z:

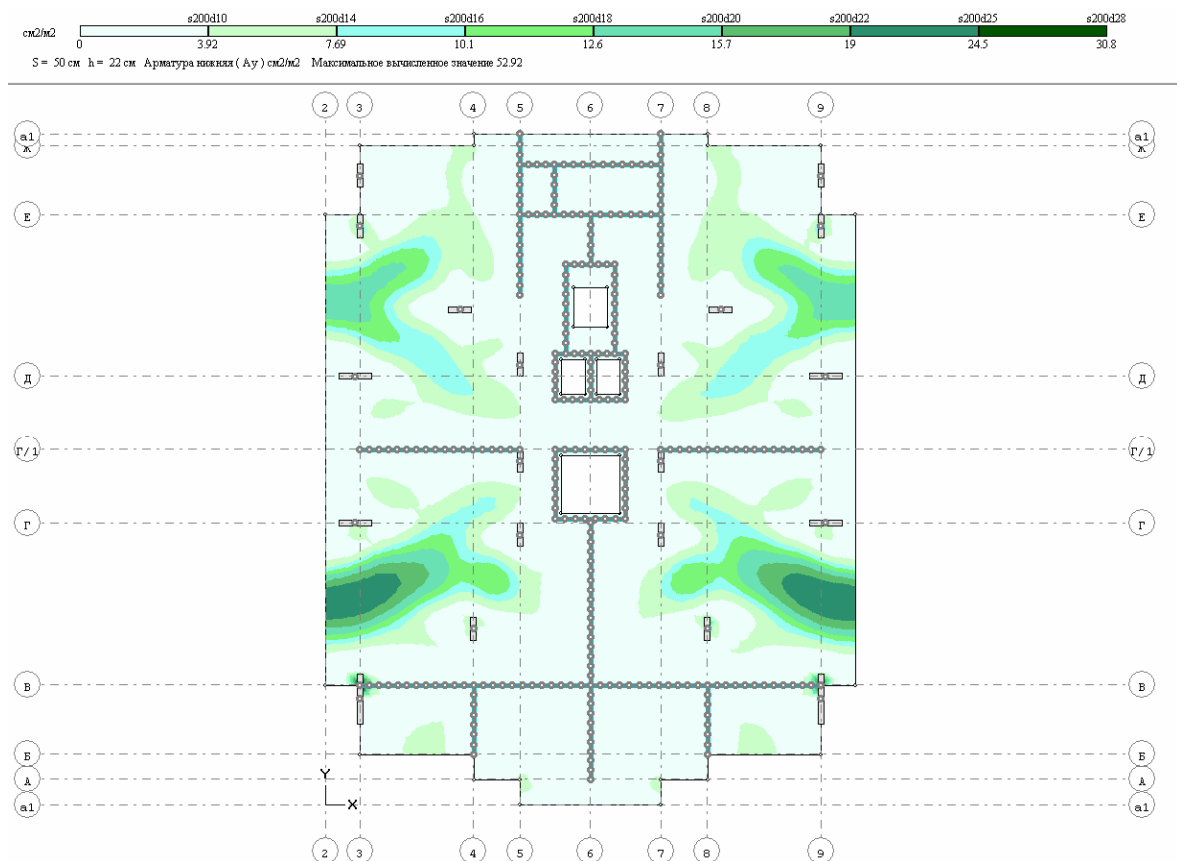




Специфікація арматури плити перекриття [15]







Таблиця 4.4 – Специфікація арматури плити перекриття типового поверху

Марка, поз.	Найменування			Кількість , шт.			Маса одиниці кг.	Примітка
				Нижній ряд	Верхн. ряд	Всього		
	Армування нижньої зони плити.							
1	Ø10 A500C	ДСТУ 3760-98	Lзаг.= 5800 п.м.	---	---	---	0.617	3578,6
2	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 2000	67	--	67	3.16	211,72
3	Ø10 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1200	26	--	26	0.74	19,24
4*	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1120	66	--	66	1.77	116,82
5	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1700	60	--	60	2.69	161,4
6	Ø10 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1500	32	--	32	0.93	29.76
7	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 2400	146	12	158	3.79	598,82
8*	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1870	12	103	115	2.95	339,25
9	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1800	34	13	47	2.84	133,48
10*	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1320	32	18	50	2.09	104,5
11	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 4100	50	--	50	6.48	324.0
12*	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1520	26	--	26	2.40	62,4
13	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 2600	98	70	168	4.11	690,48
14*	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 1720	16	--	16	2.72	43,52
15	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 2800	-	52	52	4.42	229,84
16	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 3500	-	10	10	5,53	55,3
17	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 3700	-	34	34	5,85	198,9
18	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 2900	-	72	72	4,58	329,76
19	Ø16 A500C	ДСТУ 3760-98	L= 2200	-	39	39	3,48	135,72

Плита перекриття розраховується з використанням обчислювального комплексу «Ліра САПР» [15]. що реалізує метод скінченних елементів.

Для того щоб підібрати арматуру за допомогою програмного комплексу «Ліра САПР» необхідно виконати ряд завдань.

1. Виконується збір навантажень.

2. В програмному комплексі «Мономах» задаємо схему будівлі. Вказуються осі, по осях розставляються пілони, вказується контур плити, балки, перегородки та показуються отвори, які задані за планом архітектури [15].

Після цього в програмі «Мономах» задається навантаження на конструкції, яке пораховано раніше.

3. Задавши схему та приклавши навантаження, виконується розрахунок в програмі «Мономах» з кроком триангуляції 500 мм.

4. Виконуємо «імпорт» моделі будинку з програми «Мономах» в програму «Ліра САПР».

5. В програмі «Ліра САПР» спочатку виконується перерахунок схеми. В результаті виконаних розрахунків отримуємо схеми розподілу напружень та переміщення в них.

Під час розрахунку даної схеми, програмою «Ліра САПР» було встановлено, що розрахункова схема складається з 37752 рівнянь, 12177 елементів та 6441 вузлів.

Розрахункова площа арматури $A_s = 671,10 \text{ мм}^2$. Відповідно до сортаменту приймаємо Ø16A500C з кроком 200 мм. Площа робочих стержнів $A_s = 1005 \text{ мм}^2 \geq 671,10 \text{ мм}^2$. Але цього розрахунку не виконуємо, оскільки це зробила обчислювальна програма.

6. З програми «Ліра САПР» [15] виконую «імпорт» в таку підпрограму як «Ліра-Арм». де і отримуємо результати підбору арматури.

Розрахунок на продавлювання

Зосереджена продавлююча сила: $P = 0,95 \cdot 8,43 \cdot 6,0 \cdot 6,3 \cdot 1,15 = 349 \text{ кН}$

Граничне зусилля, що сприймає бетон:

$$P_1 = \gamma_c \cdot f_{ctd} \cdot A_c$$

$$A_c = u \cdot d ,$$

A_c — площа розрахункового поперечного перерізу:

$$A_c = 2,24 \cdot 0,16 = 0,36 \text{ м}^2$$

$u = 4 \cdot (0,4 + 0,16) = 2,24 \text{ м}$ – периметр контуру розрахункового поперечного перерізу:

$$P_l = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,36 = 372 \text{ кН}.$$

Оскільки $P = 349 \text{ кН} < P_l = 372 \text{ кН}$ – несуча здатність на продавлювання забезпечена.

4.4 Розрахунок залізобетонного пілона

До розрахунку прийнято пілон громадської будівлі з підвалом. висотою 23 поверхи з відносно невеликою відстанню між пілонами $(2,74...5,7) \times (4,85...8,34) \text{ м}$ і незначним загальним корисним навантаженням $P_n = 4,0 \text{ кПа}$.

Залізобетонні монолітні пілони є елементами, що жорстко закріплені у фундаментах, з'єднані та жорстко приєднані плит перекриття. Враховуючи вихідні дані, вказані вище, приймаємо пілон перерізом $1700 \times 300 \text{ мм}$ [14].

Прив'язка пілона до модульних осей – осьова. Пілони закріплені в тілі фундаменту на 1,5 величини власної ширини, тобто на 600 мм.

Верх пілона має бути на 800...1000 мм вище рівня верхньої грані плити перекриття для зручності виконання стику пілона по висоті.

Довжина пілони 1. яка в подальшому приймається до уваги в розрахунках, визначається як відстань від рівня верхнього обрізу фундаменту. Таким чином, загальна геометрична довжина пілону складає 3,6 м.

Таблиця 4.5 – Фізико-механічні характеристики матеріалів пілону

Бетон С25/30		Арматура			
		А400С		А240С	
$f_{ck,прис.} \text{ МПа}$	22	$f_{yk} \text{ МПа}$	400	$f_{yk} \text{ МПа}$	240
$f_{cd} \text{ МПа}$	17	$f_{yd} \text{ МПа}$	364	$f_{yd} \text{ МПа}$	228,6
$f_{ctk,0.05} \text{ МПа}$	1,8	$f_{ywd} \text{ МПа}$	285	$f_{ywd} \text{ МПа}$	170
$\epsilon_{с3.cd} \text{ ‰}$	0,68	$\epsilon_{ud} \text{ ‰}$	0,025	$\epsilon_{ud} \text{ ‰}$	0,025
$\epsilon_{cu3.cd} \text{ ‰}$	3,0	$E_p \text{ МПа}$	$2,1 \cdot 10^5$	$E_p \text{ МПа}$	$2,1 \cdot 10^5$

γ_{c1}	1	γ_s	1.1	γ_s	1.05
Ест.ГПа	32.50				

Для пілону. згідно з умовами завдання. приймаємо наступні матеріали:

бетон кл. С25/30;

арматура — робоча повздовжня А400С; поперечна А240С.

Встановлення впливів першого порядку

Впливи першого порядку – це впливи які враховують геометричні неточності елементів та похибки встановлення конструкції. Несприятливі впливи від можливих відхилів у геометрії конструкції, розташуванні навантажень потрібно враховувати при розрахунку елементів і конструкцій.

Відхили у розмірах поперечних перерізів, зазвичай враховуються коефіцієнтами надійності за матеріалами, їх не потрібно додатково включати у конструктивний розрахунок.

При розрахунку за першою групою граничних станів слід розглядати ефект від впливу можливих недосконалостей у геометрії ненавантаженої конструкції. Необхідно намагатися врахувати несприятливі ефекти якомога більшої кількості недосконалостей. Недосконалості потрібно враховувати для граничних станів за придатністю до нормальної експлуатації.

Якщо вплив недосконалостей менший від впливу розрахункових горизонтальних дій, то ним можна знехтувати. Недосконалості не слід ураховувати для особливих (аварійних) сполучень навантажень.

Згідно з умовами завдання, пілон є центрально-стиснутим елементом. Це означає, що рівнодійна стискаючого зусилля N_{ed} співпадає з центром ваги перерізу пілона. Тому виконуємо розрахунок пілону як центрально-стиснутого елемента з випадковим ексцентриситетом e_a .

Випадковий ексцентриситет e_a враховує неточності:

- виготовлення конструкції;
- вертикальності конструкції при монтажі;
- передачі навантаження з конструкції над пілоном на безпосередню сам пілон.

Довжина пілона дорівнює:

$$l = 3600 - 220 = 3.38 \text{ м.}$$

Випадковий ексцентриситет для пілона з розрахунковою довжиною

$$l_0 = \mu \cdot l; l_0 = 0.7 \cdot 3.380 = 2.61 \text{ м.}$$

Таким чином.

$$e_i = \left\{ \begin{array}{l} l_0 / 600 \\ h / 30 \\ 10 \text{ мм} \end{array} \right\} \quad e_i = \left\{ \begin{array}{l} 2610 / 600 = 4,35 \text{ мм} \\ 300 / 30 = 10 \text{ мм} \\ 10 \text{ мм} \end{array} \right\}$$

Приймаємо найбільше значення. $e_a = 13.3 \text{ мм.}$

Врахування впливів другого порядку

Загальні впливи другого порядку можуть проявлятися і у конструкціях із гнучкою в'язевою системою. Якщо враховуються впливи другого порядку, то рівновагу й опір конструкції потрібно перевіряти у деформованому стані. Деформації потрібно визначати з урахуванням відповідного впливу тріщиноутворення, нелінійних властивостей матеріалів і повзучості. При розрахунку за умов лінійного характеру роботи матеріалів ці впливи можна знехтувати шляхом зниження характеристик жорсткості. Характер роботи конструкції потрібно розглядати у напрямку, в якому може відбуватися деформація, а в необхідних випадках слід ураховувати двовісний згин. Невизначеності у геометрії і розташуванні навантажень стиску потрібно враховувати як додаткові впливи першого порядку на основі геометричних недосконалостей. Впливами другого порядку можна знехтувати, якщо вони разом становлять менше ніж 10% відповідних впливів першого порядку.

Якщо враховуємо впливи другого порядку, то не потрібно виконувати додаткових розрахунків на втрату стійкості. Вважається, що впливи другого порядку враховані, якщо гнучкість λ є меншою певної величини (граничної) λ_{lim} . Тобто необхідне виконання наступної умови:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

Розрахунок пілону починаємо з визначення її розрахункової схеми.

Пілон являє собою вертикальний стержень, який нижнім кінцем защемлений у фундаменті, а верхній кінець опирається на нерухомий шарнір. При квадратному перерізі, симетричному армуванні, арматурі класу А240. А400 та А500, при $l < 20 h$ та випадковому ексцентриситеті дозволяється виконувати розрахунок пілону без врахування впливів другого порядку; розрахункова довжина для монолітних пілон приймається: $l = 0.7 H$. На пілони першого поверху передається навантаження з кожного перекриття з вантажної площі.

Розрахунок виконуємо наступним чином:

1. Уточнюємо розміри поперечного перерізу пілону. В першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування $\rho = 0.01$. Тоді площа поперечного перерізу пілону $A_c = N_{Ed} / (f_{cd} + \rho \cdot f_{yd})$. Сторона квадратного перерізу пілону $h_c = A_c^{1/2}$. Приймаємо розміри поперечного перерізу пілони кратними 50 мм.

2. Визначаємо моменти від впливів першого порядку $M_{02} = \max \{|T_{top}|, |T_{bottom}|\} + e_1 \cdot N_{ed01} = \min \{|T_{top}|, |T_{bottom}|\} + e_1 \cdot N_{ede}$ e_1 – випадковий ексцентриситет, який мінімальним з трьох значень; $l_0/400$; $h_c/30$ або 20 мм.

M_{top} – момент у верхньому кінці розрахункової схеми, що опирається на нерухомий шарнір;

T_{bottom} – момент у нижньому кінці розрахункової схеми;

3. Визначаємо фактичну гнучкість $\lambda = 3.46 \cdot l_0 / h_c$, а граничну гнучкість $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot C / n^{1/2}$; де $n = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}$; та $C = 1.7 - r_m$, а $r_m = M_{01} / M_{02}$, якщо r_m невідомо допускається прийняти $C = 1.7$. 4.

Порівнюємо фактичну гнучкість з лімітованою $\lambda \geq \lambda_{lim}$ – пілон гнучкий; $\lambda < \lambda_{lit}$ – пілон не гнучкий.

5. Визначаємо робочу висоту перерізу $d = h - a$ та $d_2 = a$ відстань від крайньої фібри розтягнутого бетону до центру ваги розтягнутої арматури..

6. Визначаємо відношення d_2 / h та вибираємо відповідний графік на рис. За графіком визначаємо невідомий коефіцієнт k_x в залежності від співвідношень $ed/b \cdot h^2 \cdot f_{ck}$ та $N_{ed}/b \cdot h \cdot f_{ck}$.

7. Визначаємо необхідну площу арматури $s = b \cdot h \cdot f_{ck} k_x / f_{yk}$. Для отрима-

ного значення A_s підбирають діаметр та кількість поздовжньої робочої арматури. Мінімальний діаметр поздовжньої арматури для монолітних пілон 12 мм. Перевіряємо значення процента армування $\rho = A_s / b \cdot h$, що повинно відповідати оптимальному значенню $\rho_{optim} = 1\% \dots 3\%$.

Поперечна арматура повинна забезпечити закріплення стержнів поздовжньої арматури від її втрати стійкості. Діаметр поперечних стержнів приймають з умови зварювання для зварювальних каркасів та не менше 0,25 найменшого з діаметрів поздовжніх стержнів для в'язаних каркасів. Крок поперечної арматури призначається меншим з двох умов (кратним 50 мм):

для зварних каркасів $s < 20 d$; $s < 500\text{мм}$;

для в'язаних каркасів $s < 15 d$; $s < 500\text{мм}$.

Виконуємо розрахунок пілону за допомогою програми Мономах 4.5, ліцензійна версія якого є на кафедрі будівництва НУБіП України.

5 РОЗДІЛ РОЗРАХУНКУ ФУНДАМЕНТІВ

5.1 Загальна характеристика будівельного майданчика

Рельєф майданчику спокійний з незначним ухилом. Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються в межах від 141.5 м до 143.0 м. За умовну позначку ± 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху житлового будинку в осях «1 – 14», що відповідає абсолютній відмітці 142.10.

Підземні води в період вишукувань зустрілися на відмітці -21.30.

Матеріал будинку – керамічна цегла [33].

5.2 Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

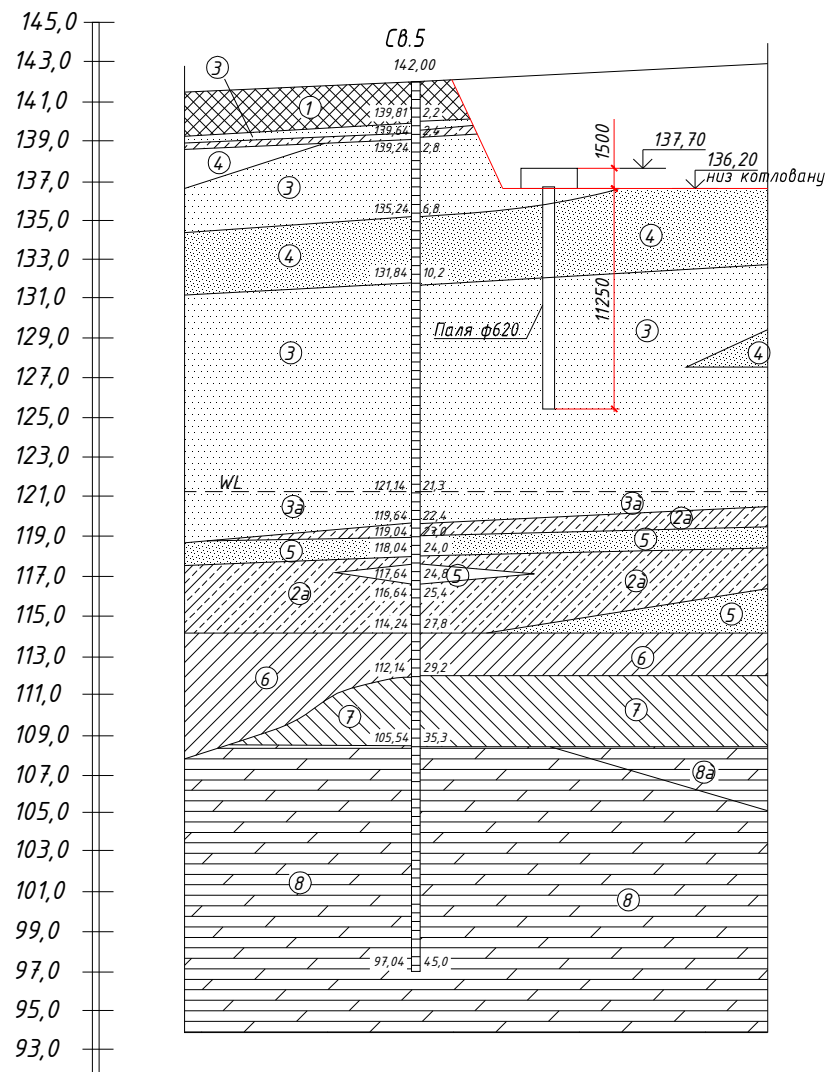


Рисунок 5.1 – інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика

Будівництво проходить у центрі міста. Будинок висотою 3.3 м має 25 поверхів, а також підвал. План споруди має розміри 28.5×31.0 м. При проектуванні застосовуємо пальові фундаменти з використанням буроін'єкційних паль [17].

Встановимо розрахункові показники фізичних властивостей для ґрунтів. показники механічних властивостей за таблицями ДБН В.2.1-10-2018 Основи та фундаменти споруд [2]. Основні положення проектування та приведемо їх класифікацію відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96. Приймаємо, що виділені шари ґрунту однорідні, і розглядаємо їх як інженерно-геологічні елементи.

Таблиця 5.1 – Нормативні значення фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика

№	Повне найменування ґрунту	Глибина залягання підлоги.	Щільність ґрунту, т/м ³				Природна вологість, W	Питома вага ґрунту, кН/м ³		Пористість, n	коефіцієнт пористості, e	коефіцієнт водонасичення, S _r	Границя		Число пластичності, I _p	Показник текучості, I _L	Питоме зчеплення, с, кПа	Кут внутр. тертя, φ, град.	Модуль деформації, E, МПа	Розрахунковий опір, R ₀ , кПа	Примітка
			природного, ρ	сухого, ρ _d	частинок, ρ _s	у виваженому стані, ρ ^l		природна, γ	у виваженому стані, γ ^l				текучості, W _L	пластичності, W _p							
1	Насипний	2.20	1.61	-	-	-	-	15.79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Слабк ґр.
2	Супісок твердий	2.80	1.83	1.56	2.67	-	0.10	17.95	-	0.42	0.71	0.37	0.17	0.11	0.06	-0.17	14	26	13	250	-
3	Пісок середньої крупності, середньої щільності, малого ступеню водонасичення, неоднорідний	6.80	1.74	1.58	2.65	-	0.10	17.07	-	0.40	0.67	0.4	-	-	-	-	1	35	30	400	-
4	Пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення, неоднорідний	10.20	1.76	1.64	2.65	-	0.09	17.26	-	0.38	0.62	0.38	-	-	-	-	2.2	30	300	-	-

5	Пісок середньої крупності. щільний. середнього ступеня водонасичення. неоднорідний	16.30	1.87	1.67	2.65	-	0.12	18.34	-	0.37	0.59	0.54	-	-	-	-	1.5	36.5	35	500	-
5a	Пісок середньої крупності. щільний. водонасичений. неоднорідний	22.40	2.04	1.67	2.65	1.04	0.22	20.01	10.2	0.37	0.59	1	-	-	-	-	1.5	36.5	35	500	-
6	Супісок пластичний	27.80	1.78	1.48	2.67	-	0.20	17.46	-	0.46	0.86	0.62	0.24	0.18	0.06	0.33	9	18	7	232	-
7	Суглинок текучопластичний	45.0	1.77	1.39	2.69	-	0.27	17.36	-	0.48	0.935	0.78	0.28	0.18	0.10	0.90	14	14	6	115	-
8	Глина тверда	52	1.92	1.44	2.74	-	0.33	18.42	-	-	0.903	1	0.55	0.80	0.27	0.19	29	16	200	-	-

5.3 Збір навантажень

Збір навантажень виконано згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи». Розрахунок навантажень наведений в таблицях з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0.95$.

Таблиця 5.2 – Збір навантажень на 1 м² покриття та перекриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаж кН/м ²	Коеф. надійності γ_f	Граничне	Коеф. надійності для експл.	Експлуатаційна
1	2	3	4	5	6
Покриття					
Постійне					
1) Захисний шар гравію	0.52	1.3	0.68	1	0.52
2) 4 шари руберойду на мастиці	0.23	1.3	0.3	1	0.23
3) Цементно піщана стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51
4) Утеплювач керамзит	1.08	1.3	1.4	1	1.08
5) Пароізоляція	0.05	1.3	0.065	1	0.05
6) Покриття 13/(1.2.3.6) + 0.1)·9.81·0.95	2.9	1.1	3.19	1	2.9
Тимчасове:					
1) Снігова 1.55·0.95	1.47	1.4	2.06	1	1.47
Всього	5.9		7.3	1	5.9
Технічний поверх					
1) Цементно піщана стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51
2) Керамзит	1.08	1.3	1.4	1	1.08
3) Покриття	2.9	1.1	3.18	1	2.9
Тимчасове	1.5	1.2	1.7	1	1.5

Всього	5.9		6.95	1	5.9
Перекриття					
1) Паркетна підлога на мастиці	0.16	1.3	0.21	1	0.16
2) Цементно-піщана стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51
3) Перекриття	2.9	1.1	3.19	1	2.9
4) Тимчасове	1.5	1.2	1.7	1	1.5
На 16 поверхів всього	65.9		74.8	1	65.9
Підлога підвалу					
1) Цементна стяжка	0.51	1.3	0.66	1	0.51
2) Бетонна підготовка 80 мм	1.7	1.1	1.82	1	1.7
3) Тимчасове	2.0	1.2	2.4	1	2.0
Всього	4.21		4.9		4.21

Таблиця 5.3 – Визначення ваги 1м/п стін.

Вид навантаження	Хар-не на- вантаж кН/м ²	Коеф. надійн γ_f	Гранич- не	Коеф. надійно- сті для експл.	Експлуа- таційна
тип 1 (зовнішня)					
штукатурка ($\delta = 20\text{мм}$ $\rho = 1.8\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	118.8	1.3	154.44	1	118.8
силікатна цегла ($\delta = 510\text{мм}$ $\rho = 1.0\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	990.0	1.2	1188.0	1	990.0
пінополістирол ($\delta = 100\text{мм}$ $\rho = 1.6\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	633.6	1.2	760.32	1	633.6
штукатурка ($\delta = 20\text{мм}$ $\rho = 1.8\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	118.8	1.3	154.44	1	118.8
Всього	1861.2		2257.2		1861.2
тип 2 (внутрішня)					
силікатна цегла ($\delta = 380\text{мм}$ $\rho = 1.0\text{т/м}^3$ $h = 2.8\text{м}$)	654.0	1.1	719.4	1	654.0
штукатурка ($\delta = 40\text{мм}$ $\rho = 1.8\text{т/м}^3$ $h = 3.3\text{м}$)	237.6	1.3	308.88	1	237.6
Всього	891.6		1028.2		891.6

5.4 Визначення несучої здатності палі

Приймаємо буроін'єкційні палі Ø 620 мм. $L = 11250\text{мм}$.

- для буроін'єкційних паль несуча здатність визначається по формулі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \sum_{cf} \cdot f_i \cdot h_i)$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі;

$\gamma_{cr} = 1$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

A – площа поперечного перерізу палі. приймаємо палю Ø 600 мм (з врахуванням технологічних особливостей – 620 мм);

$$A = \pi \cdot R^2 = 3.14 \cdot 0.31^2 = 0.30 \text{ м}^2,$$

U – периметр поперечного перерізу палі:

$$U = 2 \cdot \pi \cdot R = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.31 = 1.95 \text{ м};$$

$\gamma_{cf} = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стволу палі;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, який торкається бічної поверхні палі.

$$H_1 = 4.60 \text{ м} \quad h_1 = 2.0 \text{ м} \quad f_1 = 44.15 \text{ кПа};$$

$$H_2 = 6.20 \text{ м} \quad h_2 = 1.2 \text{ м} \quad f_2 = 45.20 \text{ кПа};$$

$$H_3 = 7.60 \text{ м} \quad h_3 = 1.6 \text{ м} \quad f_3 = 47.00 \text{ кПа};$$

$$H_4 = 9.30 \text{ м} \quad h_4 = 1.8 \text{ м} \quad f_4 = 48.90 \text{ кПа};$$

$$H_5 = 10.95 \text{ м} \quad h_5 = 1.5 \text{ м} \quad f_5 = 50.80 \text{ кПа};$$

$$H_6 = 12.70 \text{ м} \quad h_6 = 2.0 \text{ м} \quad f_6 = 52.80 \text{ кПа};$$

$$H_7 = 14.27 \text{ м} \quad h_7 = 1.15 \text{ м} \quad f_7 = 54.80 \text{ кПа}.$$

Несуча здатність бурін'єкційних палі:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1650 \cdot 0.3 + 1.95 \sum 0.8 \cdot (44.15 \cdot 2.0 + 45.2 \cdot 1.2 + 47 \cdot 1.6 + 48.9 \cdot 1.8 + 50.8 \cdot 1.5 + 52.8 \cdot 2 + 54.8 \cdot 1.15)) = 1420.42 \text{ кН}.$$

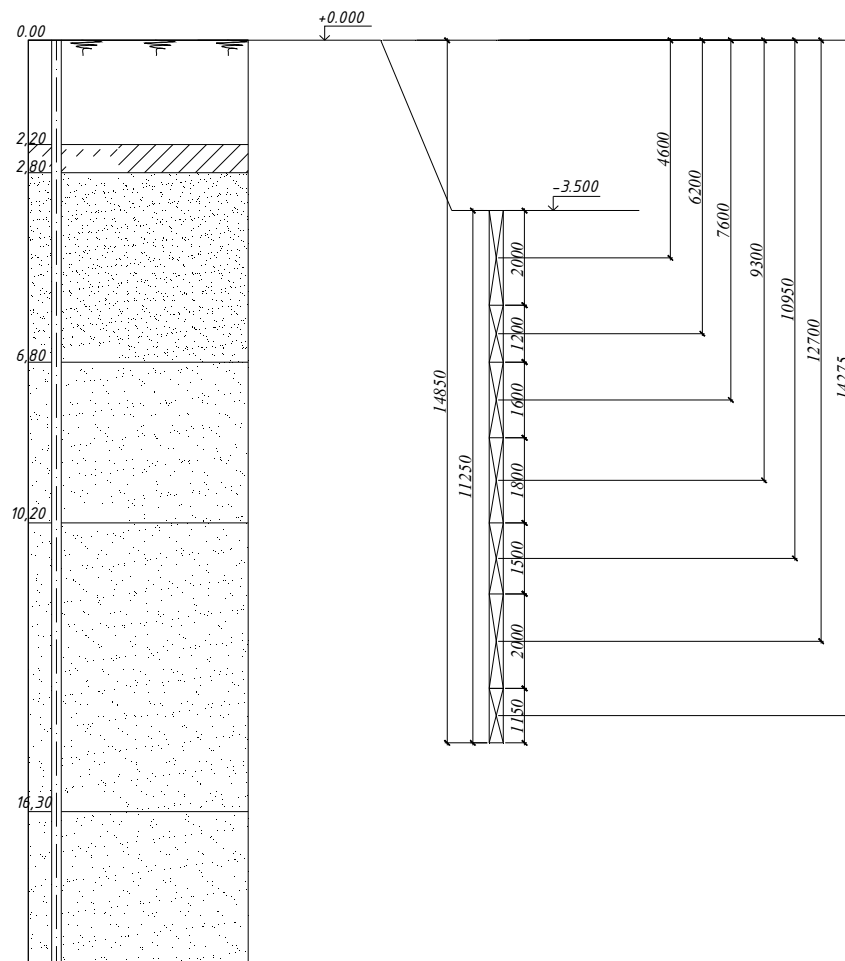


Рисунок 5.2 – Визначення несучої здатності палі

5.5 Визначення розрахункового навантаження на одну палю

$$N = \frac{F_d}{\gamma_R} \cdot \text{кН}$$

де N – розрахункове навантаження на палю. кН;

F_d – несуча здатність палі, кН;

$\gamma_R = 1.4$ – коефіцієнт надійності.

Тоді розрахункове навантаження на палю буде:

$$N = \frac{1420.42}{1.4} = 1014.6 \text{ кН.}$$

Зазвичай необхідна кількість паль в ростверку: $n = \frac{N_l \cdot k}{N}$,

$k = 1, 1$ – коефіцієнт, який враховує перевантаження фундаменту від дії моменту і власної ваги ростверку.

1,2 – усереднений коефіцієнт перевантаження при розрахунку фундаменту по несучій здатності.

Кількість паль, що потрібні на 1 п.м фундаменту:

$$n = \frac{274.34 \cdot 1.2 \cdot 1.05 \cdot 1.0}{915.95} = 0.30.$$

Розрахункових крок паль: $L_p = \frac{1}{n} = \frac{1.0}{0.30} = 3.30$.

Так як $L_p = 3.30 \geq 3 d = 3 \times 0.6 = 1.8$ м, то ростверк однорядний з кроком паль 3,30 м.

5.6 Розрахунок та конструювання ростверку під несучі елементи

Мінімальну глибину закладання ростверку в даному випадку визначаємо виходячи з конструктивних ідей.

Відмітка чистої підлоги будинку прийнята ± 0.000 .

Товщина ростверку: 1.00 м.

Виходячи з конструктивних ідей, мінімальна глибина закладання ростверку: $h_p = 1.00$ м.

Для розрахунку ростверку на згин та підбору перерізу арматури визначимо згинаючий момент. Розрахунковий згинаючий момент визначається від реакцій палів, які прикладені до консольного зв'язу по одну сторону від перерізу, що розглядається:

$$M_{a_i} = \sum F_i \cdot X_i; \quad M_{b_i} = \sum F_i \cdot Y_i,$$

де F_i – розрахункове навантаження на палю, кН;

X_i , Y_i – відповідно відстань від осі палі до розглядаємого перерізу, м.

Розрахунок міцності нормальних перерізів

Розрахунковий проліт $L_p = 1.05 \cdot (900 - 300) = 0.63$ м.

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3.14 \cdot \sqrt[3]{\frac{2.4 \cdot 10^4 \cdot 1.3 \cdot 0.6^3}{3.14 \cdot 10^3 \cdot 0.51 \cdot 12}} = 2.2 \text{ м}$$

$a > L_p$, тоді розрахунковий момент опорний:

$$M_{op} = \frac{742 \cdot 0.63^2}{12} = 24.54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунковий момент прольоту $M_{np} = \frac{742 \cdot 0.63^2}{24} = 12.3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Перерізуюча сила $Q = \frac{742 \cdot 0.63^2}{2} = 224 \text{ кН}.$

Арматура ростверку кл. А-II $R_s = 280$ МПа.

Бетон кл. В15: $R_b = 280$ МПа; $R_{bt} = 0.75$ МПа.

Робоча висота перерізу ростверку $h_0 = h_p - d_0 = 60 - 5 = 55$ см.

Розрахунок міцності по похилим перерізам

$$Q > 0.6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \cdot 0.75 \cdot 1.3 \cdot 0.5 \cdot 10^3 = 293 \text{ кН}.$$

Площа поперечного перерізу арматури в будь-якому перерізу ростверку буде:

$$A_{si} = \frac{M_i \cdot 10^3}{0.9 \cdot h_{0i} \cdot R_s} \cdot \text{см}^2,$$

де M_i – згинаючий момент в відповідному перерізі ростверку на всю його ширину, кНм;

h_{01} – робоча висота ростверку в перерізу який розглядається, см;

R_s – розрахунковий опір арматури, МПа.

Площа поперечного перерізу арматури A_{si} в даному випадку підбирається по найбільшому значенню: в повздовжньому напрямку (вздовж цифрових осей) по двом перерізах 1-1 та 2-2; в поперечному напрямі – по одному перерізу 3-3.

Визначаємо згинальні моменти:

а) в перерізі 1-1:
$$M_{1-1} = \frac{6812,5}{2} \cdot 0,45 = 1533 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

б) в перерізі 2-2 та 3-3:
$$M_{2-2} = \frac{6812,5}{2} \cdot 0,9 = 3065,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо площу поперечного перерізу арматури в плиті ростверку, приймаючи арматуру ростверку класу А400С:

а) в перерізі 1-1:
$$A_{si} = \frac{1533 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 365} = 35,9 \text{ см}^2;$$

б) в перерізі 2-2 та 3-3:
$$A_{si} = \frac{3065 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 150 \cdot 365} = 62,2 \text{ см}^2.$$

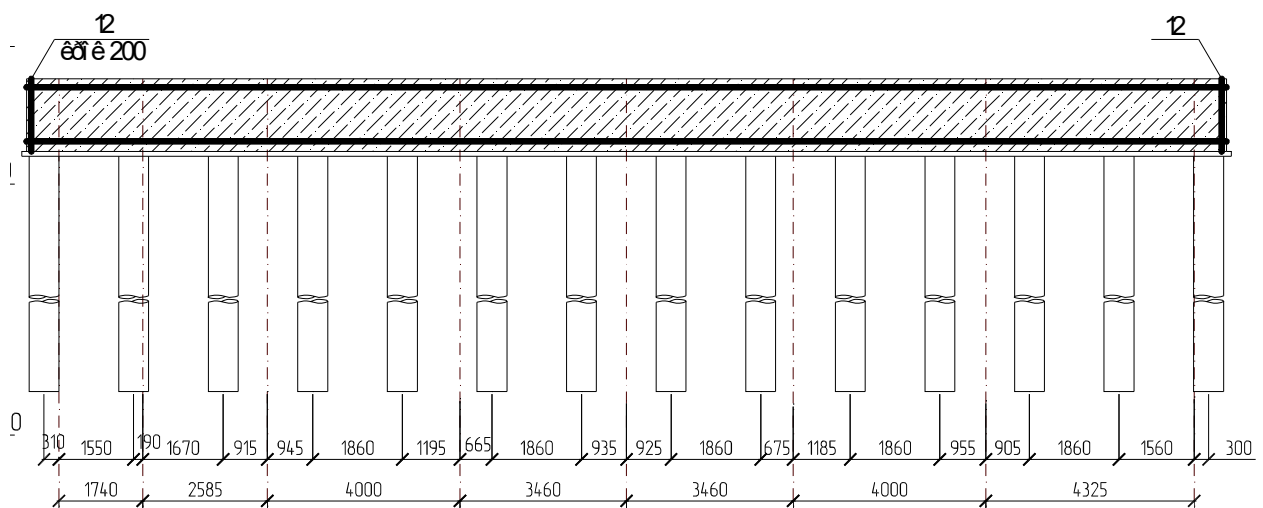


Рисунок 5.3 – Розташування паль у ростверку

Розрахунковими для підбору арматури являються перерізи 2-2 та 3-3. приймаємо арматуру класу А400С: в повздовжньому та поперечному напрямку – по п'ятнадцять стержнів Ø 20 мм ($A_s = 64,60 \text{ см}^2$).

5.7 Розрахунок осідання пальового фундаменту

Осідання пальового фундаменту визначаємо методом пошарового підсумування, тому що ширина умовного фундаменту не перевищує 10 м.

Природний тиск на рівні підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg} = 7.5 \cdot 19.42 = 139.5 \text{ кПа} = 0.140 \text{ МПа.}$$

Додатковий тиск на рівні підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zp.o} = 0.375 - 0.140 = 0.235 \text{ МПа.}$$

Додатковий тиск в ґрунті на будь-якій глибині Z від підосви умовного фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zp.i} = \alpha \cdot \sigma_{zp.o},$$

де α – коефіцієнт, що враховує зміну додаткового тиску по глибині ґрунту, в залежності від відносної глибини і форми підосви фундаменту:
 $\sigma_{zp.o} = 0.235 \text{ МПа.}$

Ґрунтову товщу, що знаходиться нижче підосви умовного фундаменту, розбиваємо на шари, товщина яких має відповідати умові

Кінцеву стабілізовану осадку i -того шару знаходимо за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp.i} \cdot h_i}{E_i},$$

де $\beta = 0.8$ – коефіцієнт; $\sigma_{zp.i}$ – середній додатковий тиск в i -му шарі ґрунту, який дорівнює половині суми додаткового тиску на верхній і нижній межі цього шару, МПа; h_i – товщина i -го шару ґрунту; E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту, МПа.

Глибина зони стиснення обмежується умовою:

$$\sigma_{zp.i} \leq 0.2 \cdot \sigma_{zg.i}.$$

Розрахунок деформації основи зручно виконувати в табличній формі.

Таблиця 5.4 – Розрахунок осідання пальового фундаменту

Z , см	$\xi = \frac{2Z}{b}$	A	$\sigma_{zp.i}$, МПа	$\sigma_{zq.i}$, МПа	$\sigma_{zp.icp}$, МПа	h_i , см	E_i , МПа	S_i , см
0	0	1.0	0.235	0.140	0.230	52	16.0	0.598
52	0.40	0.960	0.226	0.150	0.207	52	16.0	0.538
104	0.80	0.800	0.188	0.160	0.165	52	16.0	0.429
156	1.20	0.606	0.142	0.170	0.124	52	16.0	0.322

208	1.60	0.449	0.106	0.180	0.092	52	16.0	0.239
260	2.00	0.336	0.079	0.190	0.070	52	16.0	0.182
312	2.40	0.257	0.060	0.200	0.054	52	16.0	0.140
364	2.80	0.201	0.047	0.210	0.042	52	16.0	0.109
416	3.20	0.160	0.038	0.220				

Умова виконується $\sum S_i = 2,56 \text{ см} < S_u = 8,0 \text{ см}$.

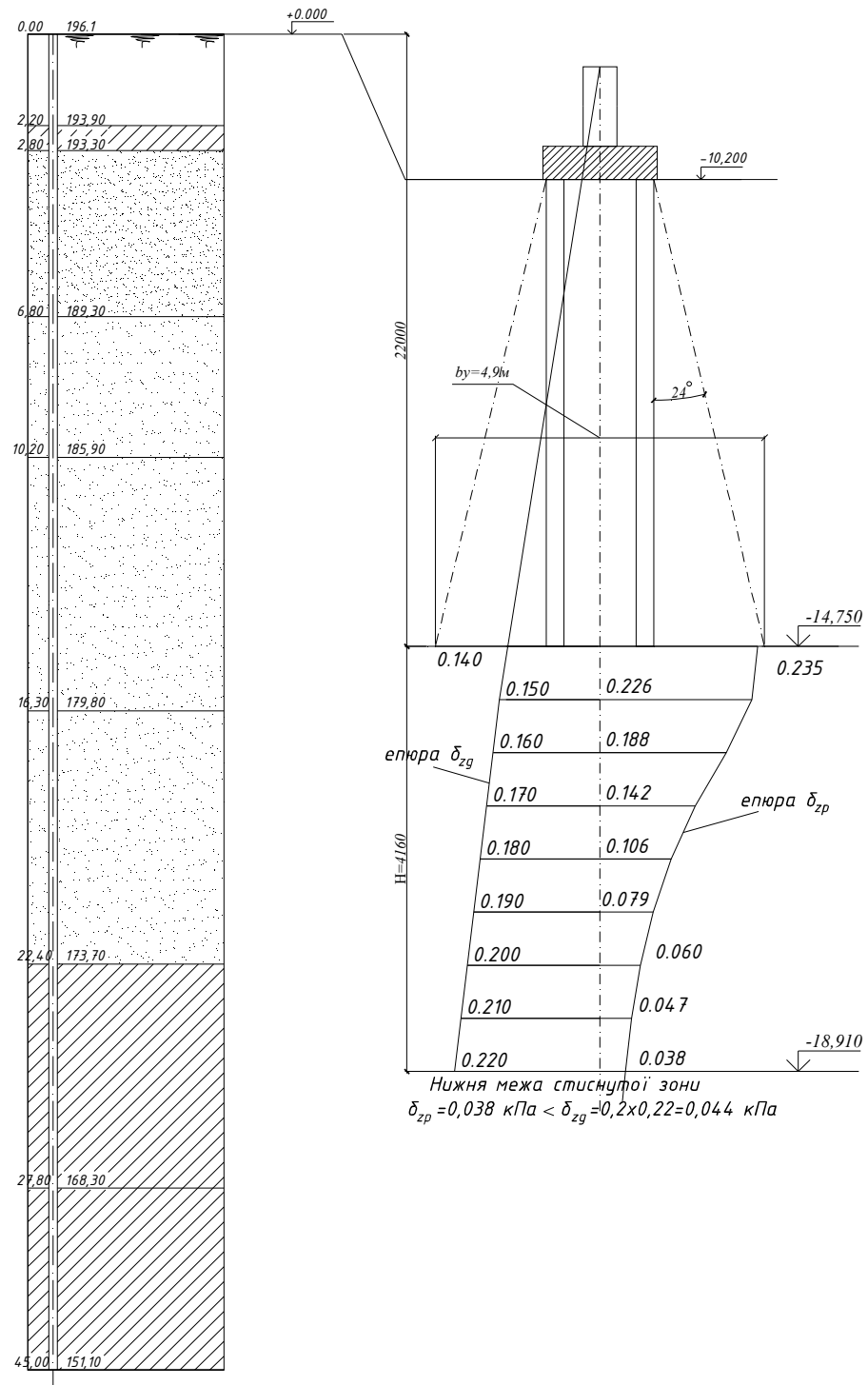


Рисунок 5.4 – До розрахунку осідання пальового фундаменту

6 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА

6.1 Загальні рішення щодо організації будівництва

Підготовчі роботи

До початку виконання робіт на об'єкті потрібно виконати такі підготовчі роботи згідно ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва» [37]:

- виконання необхідних організаційно-фінансових заходів;
- створення геодезичної основи будівництва;
- розчищення території будівельного майданчика;
- планування території;
- влаштування тимчасових споруд;
- будівництво запроектованих будинків та споруд, які планується використовувати для потреб будівництва;
- розробка документації до виконанню робіт.

Геодезичні роботи

Всі геодезичні роботи виконуються у відповідності зі ДБН В.1.3-2-2010 «Геодезичні роботи у будівництві».

Винесення у натуру основних або головних осей будинків, інженерних мереж та інших споруд здійснюється знаками, які приведені у додатках до ДБН В.1.3-2-2010.

В будівництві об'єкту будівельно-монтажній організації належить провести геодезичний контроль точності виконання усіх робіт та відповідності змонтованих конструкцій проекту.

Прилади¹, обладнання та умови забезпечення точності кутових, лінійних та висотних замірів; а також точності передачі відміток по висоті, точок та осей по вертикалі приведені в додатках ДБН В.1.3-2-2010.

6.2 Виконання основних будівельно-монтажних робіт

Таблиця 6.1 – Відомість підрахунку об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Один. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Підготовчий етап будівництва		3%
2	Зрізання рослинного шару ґрунту	1 м ³	190
3	Розробка ґрунту в котловані із навантаженням в автотранспорт	1 м ³	370.9
4	Доробка ґрунту вручну	1 м ³	1500
5	Розмітка площадки під палі	1 м ³	796
6	Влаштування паль	1 шт.	315
7	Влаштування щебеневої підготовки	100 м ²	33.4
8	Ущільнення щебеневої підготовки	100 м ²	33.4
9	Влаштування з/б монолітного ростверку	1 м ³	5012
10	Влаштування пілонів підвалу	1 м ³	83.25
11	Влаштування стінового огороження	1 м ³	244.8
12	Влаштування внутрішніх стін	1 м ³	108
13	Влаштування з/б монолітної плити перекриття на відм. 0.000	1 м ³	668.3
14	Монтаж елементів сходів	1 ел.	5
15	Влаштування шахти ліфту	1 м ³	8.3
16	Влаштування монолітних з/б пілонів 1-23 поверхів	1 м ³	1481.1
17	Влаштування монолітних з/б плити перекриття 1-23 поверх	1 м ³	6787.3
18	Влаштування газобетонних стін 1-23 поверхів	1 м ³	11592
19	Влаштування внутрішніх стін, перегородок 1-23 поверхів	1 м ²	2732.4
20	Монтаж елементів сходів 1-23 поверхів	1 ел.	46
21	Влаштування шахти ліфту 1-23 поверхів	1 м ³	138
22	Влаштування монолітних з/б колон технічного поверху	1 м ³	61.88
23	Влаштування монолітних з/б плити перекриття технічного поверху	1 м ³	295.1
24	Влаштування газобетонних стін технічного поверху	1 м ³	504
25	Влаштування внутрішніх стін та перегородок технічного поверху	1 м ²	118.1
26	Монтаж елементів сходів технічного поверху	1 ел.	2
27	Влаштування шахти ліфту технічного поверху	1 м ³	5.5

1	2	3	4
28	Влаштування монолітної з/б плити покриття	1 м ³	295.1
29	Влаштування покрівлі	1 м ²	1475.5
30	Влаштування підлоги з лінолеуму	1 м ²	21.52
31	Влаштування підлоги з паркетної дошки	1 м ²	48662
32	Влаштування наливної підлоги	1 м ²	732.48
33	Влаштування підлоги з керамічної плитки	1 м ²	36288
34	Влаштування віконних та балконних блоків	100 м ²	80503
35	Влаштування дверних блоків	100 м ²	805
36	Влаштування гідроізоляції	1 м ²	172.2
37	Штукатурка стін паркінгу	1 м ²	4150
38	Штукатурка стін 1-23 поверхів	1 м ²	49800
39	Покращена штукатурка стелі	1 м ²	13020
40	Високоякісне фарбування стін водоемульсійними сумішами для паркінгу	1 м ²	4150
41	Високоякісне фарбування стін водоемульсійними сумішами для 1-23 поверхів	1 м ²	49800
42	Декоративне облицювання фасадів	100 м ²	158.4
43	Облицювання цоколя гранітними плитами	100 м ²	5.8
44	Інші роботи	—	—
45	Сантехнічні роботи	—	—
46	Електромонтажні роботи	—	—
47	Благоустрій	—	—
48	Прийом об'єкту в експлуатацію	—	—

Влаштування фундаментів

Буроінекційні палі діаметром $d = 620$ мм. влаштовуємо за допомогою установки BG-50. Буріння виконуємо скрізь важкий кондуктор. Після досягнення заданої глибини його знімаємо та встановлюємо короткий обсадний патрубок; в нього опускаємо арматурний каркас та за допомогою бетонолітної труби заповнюємо свердловину бетонною сумішшю. Закінчивши бетонування, видаляють обсадний патрубок та формують голову палі [37].

Монолітний ростверк встановлюємо у наступній послідовності:

- монтується опалубка ростверку з готових щитів з дошок товщиною

$\delta = 30 \text{ мм};$

- встановлюється арматура ростверку в вигляді просторових каркасів;
- виконуємо бетонування ростверку. при цьому бетонна суміш подається краном LIEBHERR 180EC-H6 у поворотних бункерах ємністю 1 м³;
- у процесі бетонування бетонна суміш ущільнюється глибинними вібратор IB-67;
- виконується розбирання опалубки після досягнення бетоном 50% міцності після технологічного перерви у 5 днів.

Влаштування фундаментної плити

Підготовчі роботи при виконанні фундаментів і підземних конструкцій полягає в розбивці й закріпленні осей, перевірці відміток котловану, вирівнюванні й підготовці основи.

Під монолітну залізобетонну фундаментну плиту виконують бетонну підготовку товщиною 100 мм із бетону кл. C7.5 з випусками по всім сторонам на 100 мм за периметр плитного фундаменту.

Для виконання плитного фундаменту монтується інвентарна дрібнощитова опалубка. Вкладається нижня сітка основного та додаткового армування на підставки для захисного шару. Встановлюються просторові каркаси випусків під стіни підвалу, каркаси поперечного армування та просторові підтримуючі каркаси. Вкладається верхня сітка основного та додаткового армування. Виконується бетонування фундаменту, при цьому бетонна суміш подається стаціонарним бетононасосом Putzmeister BSA 1005E з максимальною продуктивністю 47 м³. У процесі бетонування бетонна суміш ущільнюється глибинними вібраторами IB-80. Демонтаж опалубки виконується після досягнення бетоном міцності 70%

6.3 Вибір вантажного крану

Монтажна маса [37]:

$$P_m = P_e + P_{mo},$$

P_e – маса елемента (баддя з бетоном);

P_{mo} – маса такелажного обладнання.

$$P_m = 3.0 + 0.2 = 3.2 \text{ т.}$$

Монтажна висота:

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4,$$

$h_1 = 1.54 + 34.30 = 35.84\text{м}$ – висота від рівня стоянки крана до рівня опори;

$h_2 = 0.5\text{м}$ – зазор між рівнем опори та нижнім кінцем елемента, що подається на монтаж;

$h_3 = 1.5 \text{ м}$ – висота елемента, що монтується;

$h_4 = 3.0\text{м}$ – висота такелажного пристрою.

$$H_m = 35.84 + 0.5 + 1.5 + 3 = 40.84 \text{ м.}$$

Виліт стріли:

$$L_m = L_1 + L_2 + L_3,$$

де $L_1 = 22.8 \text{ м}$ – відстань від виступаючої частини будівлі з боку крана до центру ваги віддаленого елемента;

$L_2 = 2.5 \text{ м}$ – відстань від виступаючої частини будівлі з боку крана до крайньої рельси підкранової колії;

$L_2 = 3 \text{ м}$ – половина підкранової колії;

$$L_m = 22.8 + 2.5 + 3 = 28.3 \text{ м.}$$

Приймаємо кран LIEBHERR 180EC-H6 з характеристиками:

- вантажопідйомність $Q = 4 - 10 \text{ т}$;

- виліт стріли: $L = 40 \text{ м}$;

- висота підйому: $H = 50 \text{ м}$.

6.4 Влаштування монолітних залізобетонних стін підвалу

Зовнішні та внутрішні несучі стіни – монолітні залізобетонні товщиною 500 мм.

Основні етапи виконання робіт:

- встановлення робочої арматури;

- монтаж великорозмірних щитів опалубки краном;
- вкладання бетонної суміші по всій довжині стін шарами 30...40 см без зупинок на всю висоту. Подача бетонної суміші виконується у баддях обсягом 1.5 м³ за допомогою крану LIEBHERR 180EC-H6;
- ущільнення бетонної суміші глибинними вібраторами;
- після досягнення бетоном початкової міцності виконання розпалубочних робіт.

6.5 Основні рішення з технології та організації будівництва

Виробництво основних будівельно-монтажних робіт при зведенні організовано з урахуванням сполучення в часі різних видів БМР. Для подачі бетону й арматури застосовується кран LIEBHERR 180EC-H6.

Зведення каркаса будинку передбачено з використанням крупнощитової опалубки BAUTA. Зовнішні стіни – цегляні товщиною 380 мм. з утеплювачем *Rockwool* та облицюванням вентиляємою фасадною системою з керамічної плитки .

До початку бетонування колон і стін виконуємо наступні роботи:

- встановлюються арматурні вироби;
- монтуються всі елементи опалубки;
- перевіряється наявність змащення на щитах;
- підготовляються інструменти й інвентар.

Краном монтують великорозмірні щити опалубки, каркаси арматури. Опалубка плити перекриття набирається вручну по встановлених стійках.

Бетонну суміш (осадка до 8 см) при бетонуванні стін і колон укладають рівномірно по всій довжині шарами 30...40 см безупинно на усю висоту. Подача бетонної суміші виконується у баддях обсягом 1 м³ за допомогою крану.

Ущільнюють суміш глибинними вібраторами ИВ-67. Після досягнення бетоном початкової міцності виконують розпалубочні роботи. Великі щити опалубки переставляються на нову позицію за допомогою крана.

При бетонуванні стін у журнал бетонних робіт повинні заповнюватися наступні дані:

- дата початку і закінчення бетонування по захватках;
- робочі склади бетонної суміші і показники її рухливості;
- обсяг виконання робіт із захваток;
- температура зовнішнього повітря під час бетонування;
- температура бетонної суміші при укладанні.

Операційний контроль якості робіт з бетонування стін виконується відповідно до вимог ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва.

Відхилення в положенні і розмірах виконаних монолітних стін і колон не повинні перевищувати величин зазначених у ДБН 8.2.6-98:2009 [38].

Бетонні та залізобетонні конструкції при провадженні робіт необхідно дотримувати правила техніки безпеки приведені в ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві [38].

При провадженні робіт у зимовий час необхідно підтримувати температурно-вологісний режим, що забезпечує наростання міцності бетону в перебігу часу, використовуючи штучно підігрівши конструкцій.

Міцність бетону контролюється іспитами зразків. дані про результати іспитів заносяться в журнал контролю температур.

Влаштування монолітного перекриття див. розробку технологічної карти і графічну частину проекту.

При зведенні будинку використовується комплексний спосіб, що передбачає зведення несучих конструкцій (стін, колон і перекриттів) у межах одного поверху. При цьому цегляна кладка, теслярські роботи й обробка приміщень виконується після пристрою трьох перекритті вгорі.

До того як буде виконана плита перекриття поверху на нього подається малогабаритне устаткування, і матеріали необхідні для завершення БМР.

У місцях розвантаження і тимчасового складування цегли опалубка перекриття не розбирається до тих пір, поки бетон перекриття не набере проектну міцність.

6.6 Проектування будгенплану

Тимчасові шляхи

Тимчасові шляхи влаштовуємо шириною 6.0 м (для двосмугового руху) з покриттям з збірних залізобетонних плит розміром 120×3000×6000 мм та розташовуємо їх в зоні дії баштового крану LIEBHERR 180EC-H6.

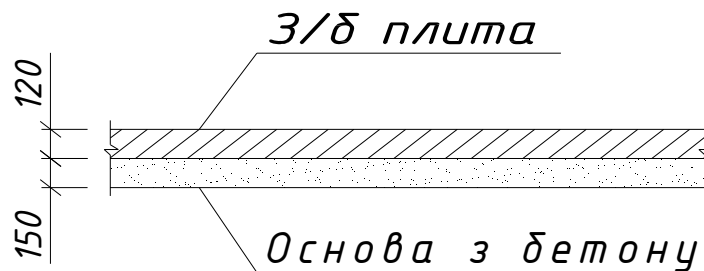


Рисунок 6.1 – Поперечний переріз тимчасового шляху

6.6.1 Розрахунок тимчасового електрозабезпечення

Визначаємо розрахункову міцність трансформатору за формулою:

$$P_p = \left(\sum \frac{P_c \cdot k_{1c}}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_m \cdot k_{2c}}{\cos \varphi} + \sum P_{cв} \cdot k_{3c} + \sum P_{оз} \right) \cdot \alpha,$$

де $\alpha = 1.1$ - коефіцієнт на втрати енергії;

k_{1c}, k_{2c}, k_{3c} – коефіцієнти попиту;

$\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності по видам навантаження;

P_c – потужність силових споживачів. а саме:

- баштовий кран LIEBHERR 180EC-H6 – 321 кВт;
- машини та механізми – 92 кВт;
- зварювальний трансформатор – 245 кВт.

Всього: $P_c = 321 + 92 + 245 = 658 \text{ кВт}$.

$P_m = 425 \text{ кВт}$ – потужність технологічних користувачів;

$P_{ос} = 120 \text{ кВт}$ – потужність освітлення робочих місць;

$P_{оз}$ – потужність на зовнішнє освітлення. а саме:

- зовнішнє освітлення – 36 кВт;

- аварійне освітлення – 6 кВт.

$$P_{оз} = 36 + 6 = 42 \text{ кВт},$$

$$P_p = \left(\frac{0.36 \cdot 658}{0.65} + \frac{0.5 \cdot 425}{0.85} + 0.8 \cdot 120 + 42 \right) \cdot 1.1 = 827.6 \text{ кВт}.$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію СКГП-750 потужністю 1000 кВт.

6.6.2 Розрахунок освітлення будівельного майданчика

Розраховуємо загальне рівномірне освітлення будівельного майданчика, що має розміри у плані $36.6 \times 20.8 \text{ м}^2$. площа будівельного майданчика:

$$A = 36.6 \cdot 20.8 = 417.7 \text{ м}^2.$$

У відповідності до вимог СН81-80 нормативна освітленість $E_n = 2 \text{ лк}$.

У якості джерела світла попередньо приймаємо прожектор ПЗС-35 з ЛНГ-220-500. Орієнтовано кількість прожекторів дорівнює:

$$N = \frac{m \cdot E_n \cdot k \cdot A}{P_n}$$

де $m = 0,2$ – коефіцієнт, який враховує світлову віддачу джерела світла.

ККД прожектора і використання світлового потоку;

$k = 1.5$ – коефіцієнт запасу для прожекторів;

P_n – потужність лампи (лампа ЛНГ 220-200 мають потужність 200 Вт).

$$N = \frac{0.2 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 418}{200} = 6.95 \text{ шт}.$$

Остаточно приймаємо 7 прожекторів ПЗС-35 з ЛНГ-220-200. котрі розміщені на будівельному майданчику вздовж тимчасових доріг.

Відстань між прожекторами 20 м.

Коефіцієнт нерівномірності:

$$Z = \frac{E_{\min}}{E_{\text{ср}}} = 0.6$$

Питома потужність: 0.7 Вт/м^2

Мінімальна

висота

встановлення

прожекто-

$$\text{ра: } h_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\max}}{300}} = \sqrt{\frac{83000}{300}} = 16.63 \text{ м.}$$

Приймаємо $h = 17$ м. Кут нахилу прожекторів $\theta = 15^\circ$. Кут між оптичними осями прожекторів $\rho = 15^\circ$.

6.6.3 Організація енергопостачання, водопостачання, зв'язку

Мережа енергопостачання запроектована радіальною. Повітряні магістралі лінії електропередач, що влаштовуються вздовж огороження будмайданчику, а стовпи використовуються для зовнішнього освітлення. Відстань між стовпами 25-40 м. Джерело енергопостачання – стаціонарна трансформаторна підстанція. Для освітлення будмайданчику запроектоване робоче та охоронне освітлення. Для робочого освітлення приймаються прожектори типу ПЗС-35 із лампами накаливання на інвентарних вишках. Встановлення щогл не перевищує 15 метрів від робочих місць.

На межах будмайданчику влаштовується охоронне освітлення.

Технічні засоби зв'язку: прохідна та виконробська забезпечуються телефонним зв'язком. підключеним до міської телефонної мережі.

Водопостачання та каналізація: тимчасова водопровідна мережа будівельного майданчика проектується об'єднаною для всіх споживачів.

На майданчику розміщений пожежний гідрант на відстані не менш 2.5 м від проїзної частини.

Хозфекальні води по заглибленим в землі трубопроводам спускаються в каналізаційну мережу в місцях розміщення колодязів.

6.6.4 Розрахунок тимчасового водопостачання

Сумарні витрати води:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}},$$

де $Q_{\text{вир}} = 4.03$ л/с – витрати води на виробничі потреби;

$Q_{\text{госп}} = 1.05$ л/с – те ж на господарчі потреби;

$Q_{пож} = 10 \text{ л/с}$ – те ж на пожежогасіння.

$Q_{заг} = 4.03 + 1.05 + 10 = 15.08 \text{ л/с}$.

Необхідний діаметр водопроводу:

$$D = \sqrt{4 \cdot Q_{заг} + 1000 / (\pi \cdot V)},$$

де $V = 1.5 \text{ м/с}$ – швидкість руху води.

$$D = \sqrt{4 \cdot 15.08 + 1000 / (3.14 \cdot 1.5)} = 95.4 \text{ мм}.$$

Приймаємо $D = 100 \text{ м}$.

6.6.5 Визначення потреби в тимчасових спорудах

На будівельному майданчику розміщуються санітарно-побутові, адміністративні, виробничі і складські приміщення і споруди [37].

Потребу в тимчасових санітарно-побутових та адміністративних спорудах та будинках визначають за максимальним числом працюючих на будівельному майданчику із урахуванням нормативної площі на одну людину.

В першу чергу обчислюємо загальну кількість працюючих на будівельному майданчику.

$$N_{заг} = (N_{роб} + N_{имр} + N_{служб} + N_{мон}) \cdot K_o,$$

$$N_{заг} = (58 + 8 + 6 + 3) = 75 \text{ чол.}$$

Таблиця 6.2 – Результати розрахунку тимчасових будівель

№ п/п	Найменування	Розрахункова к-ть працюючих	Значення показника на 1 працюючого	Площа за розрахун- ком. м²	Тип будівлі	Розміри будівлі в плані. м	Площа. м²	Висота приміщення. м²	Кількість. шт..
1	Прохідна	2	8...10	16	зб-розб.	3×3	18	2.8	2
2	Їдальня	53	1.2	64.8	контейнер	7×10	70	2.8	1
3	Гардеробна чоловіча	75	0.6	34.2	контейнер	6×7	42	2.8	1
4	те ж жіноча	10	0.6	2	контейнер	6×3	18	2.8	1

5	Душові чоловічі	37	0.82	32	контейнер	5×7	35	2.8	1
6	те ж жіночі	16	0.43	12.3	контейнер	2×7	14	2.8	1
7	Туалет чоловічий	37	0.14	6	контейнер	2×4	8	2.8	1
8	Туалет жіночий	16	0.14	2.1	контейнер	2×3	6	2.8	1
9	Медпункт	54	до 70м²	20	зб-розб.	5×4	20	2.8	1
10	Кабінет ТБ	8	22	22	зб-розб.	4×6	24	2.8	1
11	Виконробська	10	7	21	контейнер	4×6	24	2.8	1

6.6.6 Розрахунок потреб складських приміщень

Об'єм матеріалів, які підлягають збереженню на складі:

$$P = l \cdot Q \cdot \alpha \cdot (T) \cdot n \cdot k,$$

де Q – об'єм матеріалу. який необхідно для будівництва;

$\alpha = 1.1$ – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів і виробів на склади;

T – тривалість використання даного ресурсу (за календарним планом);

n – нормативний запас матеріалу.

Корисна площа складу (без проходів), м²:

$$F = \frac{P}{q},$$

де. q – кількість матеріалу. що вкладається на 1м² площі складу.

Розрахункова площа складу з проходами. м²:

$$S = \frac{F}{\beta},$$

де β – коефіцієнт використання площі складу.

Складувати матеріали та обладнання на робочих місцях слід таким чином, щоб вони не створювали небезпеку при виконанні робіт, не викликали перевантажень в місцях складування (на перекриттях, підмостях) та не обмежували проходи.

Складування матеріалів. конструкцій та обладнання виконується у відповідності з вимогами стандартів та технічних умов на матеріали. вироби й устаткування.

Конструкції складуються в положенні. яке відповідає робочому поло-

женню. При цьому підкладки та прокладки в штабелях розміщують по одній вертикалі, а їх товщина повинна бути більше висоти монтажних петель не менше, ніж на 20 мм.

Відстань між штабелями, стелажми повинна бути більше або дорівнювати 1.0 м, а ширина проїздів визначається габаритами транспортних машин та вантажопідіймальних засобів плюс 1.5 м.

Пиловидні матеріали зберігаються в закритих ємностях; при їх глибині 2.0 м та більше вони обладнуються засобами, які попереджають утворення в ємностях сводів та зависань матеріалів або для примусового їх обрушення.

Небезпечні розчинники зберігають в герметично закритій тарі.

На робочих місцях, де використовуються або виготовляються вибухонебезпечні, шкідливі речовини, електричне обладнання слід використовувати у вибухонебезпечному виконанні та застосовувати примусову вентиляцію.

Відкритим вогнем дозволяється користуватися на відстані більше 50 м від складу легкозаймистих та вибухонебезпечних матеріалів (запас матеріалів на робочих місцях – із розрахунку 1 зміни).

Перед початком робіт в колодязях, шурфах – там, де можлива поява шкідливих газів, а також в закритих ємностях необхідний контроль повітряного середовища. Робота в таких місцях виконується з використанням страховки (мінімум дві людини нагорі); при виконанні робіт в колекторах або комунікаційних тунелях повинні бути відкриті два найближчих люки, щоб працюючі люди знаходились між ними.

6.6.7 Розрахунок складів

Таблиця 6.3 – Результати розрахунку площ складів

№ п/п	Найменуванням матеріалів. конс- трукцій	Од. виміру	Кількість необхідних теріалів Q	Найбільші добові витрати	Прийнятий запас в натур. показни- ках. Р	Прийнятий запас на складі. дні	Норма збереження матеріалу на 1м ² площі складу	Корисна площа складу	Коефіцієнт на проходи. β	Розрахункова площа складу	Прийнята площа складу	Розмір складу. м по УТС	Тип складу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Пісок	м ³	200	33.3	102	5	4	25.5	0.5	51	54	6×9	відкр.
2	Щебінь	м ³	225	46	230	5	2.4	65.8	1.0	65.8	70	7×10	відкр.
3	Цемент	м ³	150	25	50	6	4	12.5	0.5	25	28	4×7	закр.
4	Арматура	т	120	20	37.8	7	1.4	27	0.5	54	56	4×14	відкр.
5	Утеплювач	м ³	300	50	144	6	4	9	0.5	18	20	5×4	закр.
6	Цегла	м ³	116	60	105	7	0.75	140	0.5	280	300	20×15	відкр.
×	Сходові марші	м ³	50	10	12.8	5	0.8	16	0.5	32	36	4x9	відкр.

При суміщенні робіт по одній вертикалі – нижче розміщені робочі місця повинні бути обладнані відповідними захисними засобами (настили. сітки. козирки), які встановлюються на відстані до 6.0 м по вертикалі від вище розміщеного робочого місця (заборонено суміщення будь-яких робіт по одній вертикалі з монтажем будівельних конструкцій, коли між ними не передбачено перекриття, що розраховано на дію ударного навантаження).

Будівельне сміття з будівель видаляється закритими жолобами (низ жолоба розміщується на висоті до 1.0 м від ґрунту або – входить у бункер).

Скидати будівельне сміття дозволяється з висот не більше 3.0 м; при цьому небезпечна зона повинна бути огорожена.

6.7 Календарний графік виробництва робіт

Перед виконанням планувальних робіт з поверхні майданчика зніма-

ється родючий шар ґрунту завтовшки 200 мм і складається в спеціально відведених місцях для подальшого застосування при впорядкуванні території.

Для розробки ґрунту котловану використовують екскаватор із зворотною лопатою ЭО 5124. До розробки котловану влаштовується по периметру будівлі «стіна в ґрунті». Фундаменти виконані монолітними палевими.

Підземний цикл завершується зворотною засипкою ґрунту і його ущільнення пневматичними трамбівками.

Провідним процесом при зведенні наземної частини будівлі є зведення монолітного каркасу, що складається з двох основних потоків: пристрій вертикальних конструкцій (пілонів і стін); пристрій горизонтальних конструкцій (плит перекриття). Також до провідного процесу відноситься процес цегляної кладка зовнішніх стін. Кладка ведеться по двох захватній системі комплексною бригадою мулярів.

До почала виконання внутрішніх обробних робіт повинні бути проведені роботи по установці віконних і дверних блоків, електромонтажні та санітарно-механічні роботи.

При внутрішніх опоряджувальних роботах вибрана двох захватна система роботи.

Конструкція підлоги у всіх приміщеннях будівлі окрім санвузлів прийнята з теплоізоляційним шаром і стягуванням з дрібнозернистого бетону.

Покриття підлоги – паркет, лінолеум, керамічна плитка виконуються після здачі об'єкту і після узгодження типу покриттів з конкретними замовниками. Всі стіни облицьовувалися гіпсокартонними листами, по яких проводиться забарвлення стін, обклеювання їх шпалерами. Стелі в приміщеннях, плити перекриття передбачені з подальшим штукатуренням та фарбуванням.

Основним призначенням календарного планування є встановлення послідовності виконання будівельно-монтажних робіт, потреби в трудових та матеріальних ресурсах.

Розроблюється у вигляді таблиці. У лівій частині наводимо вихідні дані. В правій – лінійний графік робіт у масштабі часу. Головні вихідні дані до

проектування: перелік та обсяг БМР; нормативні джерела (РЕК. Технологічні розрахунки) для визначення трудомісткості та машино місткості робіт, дані про наявність машин і склад робочих ланок.

В календарному плані на будівництво даного будинку в встановлюємо такий перелік робіт: підготовчі роботи; влаштування підземної частини; влаштування надземної частини; опоряджувальні роботи; електротехнічні та санітарно-технічні роботи.

Під час підготовчого періоду планується виконати: геодезичні роботи – розбивка осей, прив'язка до існуючої геодезичної мережі та влаштування тимчасових будівель і споруд: водопроводу, каналізації, електропостачання, зв'язку, доріг та майданчикових будівель.

Також до робіт підготовчого періоду відноситься планування будівельного майданчика бульдозером, влаштування ростверку, влаштування санітарно-технічних вводів, засипка пазух траншей та ущільнення ґрунту після нанесення гідроізоляції.

6.7.1 Зведення надземної частини

Основний технологічний процес – монтаж конструкцій каркасу викладений у технологічних розрахунках і карті детально.

Санітарно-технічні та електромонтажні роботи пов'язуємо з загальнобудівельними і опоряджувальними і проводимо у дві стадії:

- перша стадія включає прокладання труб монтаж радіаторів, протягування дроту, монтаж електрокоробок. Потім встановлюємо санітарно-технічні прилади.

- другий етап електромонтажних робіт розпочинається після опорядження і включає підвішування патронів і світильників, встановлення розеток, вимикачів тощо.

6.7.2 Опоряджувальні роботи

До початку цих робіт необхідно завершити загально-будівельні роботи з монтажу каркаса будівлі, електротехнічні та санітарно-технічні роботи першої стадії, закласти вікна.

Послідовність проведення опоряджувальних робіт: скління вікон і паралельно влаштовуємо відмостку.

Визначення запланованої тривалості зведення об'єкта.

Нормативна тривалість зведення об'єкта визначається згідно зі ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів». Оскільки при виконанні дипломного проекту не враховується багато будівельно-монтажних робіт, запланована тривалість зведення об'єкта приймається на 15% меншою від нормативної. З огляду на це інтенсивність освоєння обсягів робіт має зрости також на 15%. Результати перерахунку наведено в таблиці.

Нормативні затрати праці (трудомісткість, машиномісткість) на одиницю обсягу робіт визначаються за різними нормативно-довідковими документами (РЕК, ДБН, ДСТУ) або за досягнутими в організаціях виробітками тощо. На практиці безпосередньо єдині норми і розцінки для визначення параметрів робіт графіка не використовуються. Це зумовлено тим, що вони передбачають використання дуже детальної номенклатури робіт. Наприклад, під час монтажу ферм необхідно враховувати нарівні з основною роботою «монтаж ферми» – багато суміжних робіт: установлення й демонтаж монтажних пристосувань, зварювальні роботи тощо. Тому на основі різних випусків єдиних норм і розцінок розроблюють калькуляцію трудових затрат на одиницю кінцевої продукції, тобто переходять на укрупнені нормативи.

В тих випадках коли нормативні затрати праці на весь запланований обсяг робіт встановлюються:

→ за допомогою нормативних документів (РЕК, ДБН, ДСТУ) або укрупнених показників множенням одиничної норми на обсяг робіт.

→ за виробітком – діленням обсягу робіт на виробіток.

Найменування будівельних механізмів приймають залежно від запроєктованої технології та організації робіт, у тому числі прийнятих типів монта-

жних механізмів.

Нормативна чисельність виконавців приймається відповідно до рекомендацій нормативних документів, де наведено чисельна кількість ланки робочих, потрібних для виконання даного виду робіт. У загальному випадку тривалість виконання робіт, коли ведучим, що визначає темп їх виконання, є людина, встановлюють за формулою:

$$t = \frac{Q}{nN} k_1 k_2$$

Якщо ведучим є механізм, то ця тривалість визначається за формулою:

$$t = \frac{M}{nm} k_1 k_2$$

де Q – трудомісткість робіт;

M – машиномісткість робіт;

n – змінність робіт (рекомендується планувати однозмінну роботу для тих будівельних процесів, де темп робіт визначає людина і двозмінну – коли ведучими є машини й механізми, а також при влаштуванні монолітних конструктивів (бетонних, залізобетонних, цегляних), де ведучим є людина. Тризмінну роботу звичайно планують лише тоді, коли графік оптимізують за критерієм "час".

N – запланована чисельність робітників у зміні;

t – запланована чисельність машин (механізмів) у зміні;

k₁ – запланований коефіцієнт перевиконання норм, його приймають в межах 0.93...0.97;

k₂ – коефіцієнт, який враховує зникання продуктивності праці робітників залежно від змінності робіт (при однозмінній роботі беруть k₂ = 1.0, при двозмінній k₂ = 1.04...1.06, при тризмінній k₂ = 1.09...1.13).

У формулах невідомими є як тривалість, так і чисельність виконавців (робітників чи механізмів), залучених до виконання робіт.

Прийнята трудомісткість отримується множенням кількості робітників на змінність та тривалість роботи.

6.7.3 Вихідні дані для побудови календарного графіка

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм робіт		Посилання на ДБН	Норма часу, л- год	Трудовісткість, люд-зм		Склад бригади		Змінність	Тривалість
		Од. вим.	Кіл-ть			По нормі	Прийнята	Професія	Кіл-ть		
1	Підготовчий етап будівництва		3%					бетонщик монтажник		2	10
2	Зрізання рослинного шару ґрунту	1 м ³	190	Д 2.2-1-99	15.04	357.1	384	машиніст бетонник	12	2	16
3	Розробка ґрунту в котловані із наванта- женням в автотранс- порт	1 м ³	370.9	Д 2.2-1-99	4.33	200.9	216	машиніст бетонник	12	2	9
4	Добірка ґрунту вруч- ну	1 м ³	1500	Д 2.2-1-99	1.07	200.9	216	машиніст бетонник	12	2	9
5	Розмітка площатки під палі	1 м ³	796	Д 2.2-5-99	0.90	89.28	96	бетонник	12	2	4
6	Влаштування паль	1 шт.	315	Д 2.2-5-99	72.98	2874	3090	машиніст бетонник	15	2	103
7	Влаштування щебе- невої підготовки	100м ²	33.4	Д 2.2-1-99	32.08	133.9	144	бетонник	12	2	6
8	Ушліщення щебене- вої підготовки	100м ²	33.4	Д 2.2-1-99	26.73	111.6	120	бетонник	12	2	5
9	Влаштування з/б монолітного рост- верку	1 м ³	5012	Д 2.2-6-99	0.75	468.7	504	тесляр арма- турник бе- тонник	12	2	21
10	Влаштування пілонів підвалу	1 м ³	83.25	Д 2.2-6-99	23.59	245.5	264	тесляр арма- турник бе- тонник	12	2	11
11	Влаштування стіно- вого огороження	1 м ³	244.8	Д 2.2-6-99	13.86	424.1	456	тесляр арма- турник бе- тонник	12	2	19
12	Влаштування внут- рішніх стін	1 м ³	108	Д 2.2-6-99	16.53	223.2	240	арматурник бетонник	12	2	10
13	Влаштування з/б монолітної плити перекрыття на відм. 0.000	1 м ³	668.3	Д 2.2-6-99	2.94	245.5	264	тесляр арма- турник бе- тонник	12	2	11
14	Монтаж елементів сходів	1 ел	5	Д 2.2-7-99	29.76	18.6	20	бетонник	10	2	1
15	Влаштування шахти ліфту	1 м ³	8.3	Д 2.2-6-99	71.71	74.4	80	арматурник	8	2	5
16	Влаштування монолі- тних з/б пілонів 1-23 поверхів	1 м ³	1481.1	Д 2.2-6-99	10.97	2031	2184	бетонник	12	2	91

17	Влаштування монолітних з/б плити перекриття 1-23 поверх	1 м ³	6787.3	Д 2.2-6-99	6.42	5446	5856	тесляр арматурник бетонник	12	2	244
18	Влаштування газобетонних стін 1-23 поверхів	1 м ³	11592	Д 2.2-8-99	1.79	2589	2784	тесляр арматурник бетонник	12	2	116
19	Влаштування внутрішніх стін та перегородок 1-23 поверхів	1м ²	2732.4	Д 2.2-8-99	8.72	2980	3204	монтажник муляр	9	2	178
20	Монтаж елементів сходів 1-23 поверхів	1 ел	46	Д 2.2-7-99	49.49	284.6	306	арматурник бетонник	9	2	17
21	Влаштування шахти ліфту 1-23 поверхів	1 м ³	138	Д 2.2-6-99	47.55	820.3	882	бетонник	9	2	49
22	Влаштування монолітних з/б колон технічного поверху	1 м ³	61.88	Д 2.2-6-99	11.54	89.28	96	арматурник бетонник	12	2	4
23	Влаштування монолітних з/б плити перекриття технічного поверху	1 м ³	295.1	Д 2.2-6-99	6.66	245.5	264	тесляр арматурник бетонник	12	2	11
24	Влаштування газобетонн. стін техповерху	1 м ³	504	Д 2.2-8-99	2.13	133.9	144	тесляр арматурник бетонник	12	2	6
25	Влаштування внутрішніх стін технічного поверху	1м ²	118.1	Д 2.2-8-99	9.07	133.9	144	монтажник муляр	12	2	6
26	Монтаж елементів сходів технічного поверху	1 ел	2	Д 2.2-7-99	44.64	11.16	12	арматурник бетонник	12	2	0.5
27	Влаштування шахти ліфту технічного поверху	1 м ³	5.5	Д 2.2-6-99	16.23	11.16	12	бетонник	12	2	0.5
28	Влаштування монолітної з/б плити перекриття	1 м ³	295.1	Д 2.2-6-99	6.66	245.5	264	арматурник бетонник	12	2	11
29	Влаштування покрівлі	1м ²	1475.5	Д 2.2-12-99	0.32	59.52	64	тесляр арматурник бетонник	4	2	8
30	Влаштування підлоги з лінолеуму	1м ²	21.52	Д 2.2-11-99	56.01	150.7	162	покрівельник такелажник ізольовщик	3	2	27
31	Влаштування підлоги з паркетної дошки	1м ²	48662	Д 2.2-11-99	0.02	145.1	156	бетонник	3	2	26
32	Влаштування наливної підлоги	1м ²	732.48	Д 2.2-11-99	1.52	139.5	150	бетонник	3	2	25
33	Влаштування підлоги з керамічної плитки	1м ²	36288	Д 2.2-11-99	0.03	128.3	138	бетонник	3	2	23
34	Влаштування віконних та балконних блоків	100м ²	80503	Д 2.2-7-99	0.01	145.1	156	бетонник	3	2	26
35	Влаштування дверних блоків	100м ²	805	Д 2.2-7-99	1.33	133.9	144	тесляри	3	2	24

36	Влаштування гідро-ізоляції	1м ²	172.2	Д 2.2-13-99	3.37	72.54	78	тесляри	3	2	13
37	Штукатурка стін паркінгу	1м ²	4150	Д 2.2-15-99	0.34	174.8	188	ізолювальники	2	2	47
38	Штукатурка стін 1-23 поверхів	1м ²	49800	Д 2.2-15-99	0.38	2340	2516	штукатари	2	2	629
39	Покращена штукатурка стелі	1м ²	13020	Д 2.2-15-99	1.44	2340	2516	маляри	2	2	629
40	Високоякісне фарбування стін водоемульсійними сумішами для паркінгу	1м ²	4150	Д 2.2-15-99	0.82	427.8	460	штукатари маляри	2	2	115
41	Високоякісне фарбування стін водоемульсійними сумішами для 1-23 поверхів	1м ²	49800	Д 2.2-15-99	0.38	2344	2520	штукатари маляри	2	2	630
42	Декоративне облицювання фасадів	100м ²	158.4	Д 2.2-15-99	118.36	2344	2520	штукатари маляри	2	2	630
43	Облицювання цоколя гранітними плитами	100м ²	5.8	Д 2.2-15-99	3232.5 5	2344	2520	маляри	2	2	630
44	Інші роботи	—	—	—	—	—	—	маляри	—	2	20
45	Сантехнічні роботи	—	—	—	—	—	—	облицювальник	—	2	20
46	Електромонтажні роботи	—	—	—	—	—	—	—	—	2	20
47	Благоустрій	—	—	—	—	—	—	—	—	2	20
48	Прийом об'єкту в експлуатацію	—	—	—	—	—	—	—	—	2	20

7 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

7.1. Організаційно-технологічні заходи забезпечення безпеки праці на будівельному майданчику

1. Зонування території та організація огорожень. Периметральний захист. Задля запобігання несанкціонованому доступу сторонніх осіб та чіткого розмежування зон, периметр будівельного майданчика, а також межі зон складування матеріалів і безпосереднього ведення монтажних робіт підлягають обов'язковому облаштуванню суцільним тимчасовим огородженням заввишки не менше 2,0 м. Режим доступу при роботі спецтехніки. Під час оперування гусеничного крана доступ до визначеної монтажної зони суворо обмежується. Вхід у зону проведення робіт блокується та маркується стандартизованими знаками безпеки й попереджувальними написами: «Йде монтаж» та «Вхід заборонено».

2. Логістика та регулювання внутрішньогосподарського транспорту. Маршрутизація. Організація транспортних потоків на території майданчика здійснюється чітко за затвердженою схемою руху, яка встановлюється на в'їзді.

Швидкісний режим. Задля мінімізації ризиків наїздів та аварійних ситуацій встановлюється диференційований ліміт швидкості технологічного транспорту: на прямих ділянках — до 10км/год; у межах зон виконання робіт та на поворотах — не більше 5км/год.

Безпека під час розвантаження. Під час розвантажувально-навантажувальних операцій водії автотранспортних засобів зобов'язані покинути кабінку та перебувати у спеціально відведеній і безпечній зоні очікування.

3. Кваліфікаційні вимоги та система сигналізації. Персональний захист та ідентифікація: Персонал, що виконує обов'язки стропальників, допускається до роботи виключно за наявності чинного кваліфікаційного посвідчен-

ня, засобів індивідуального захисту (ЗІЗ) та відповідних розпізнавальних знаків (червоних пов'язок).

Координація та субординація. Обмін командними сигналами між машиністом гусеничного крана та монтажною бригадою регламентується внутрішнім затвердженим порядком підприємства. З метою уникнення розсинхронізації дій, право подачі керуючих сигналів надається виключно одній відповідальній особі (бригадиру або ланковому).

Важливо. Екстрений сигнал «Стоп» підлягає негайному виконанню машиністом незалежно від того, ким із працівників майданчика його було подано у разі виявлення прямої загрози.

4. Електробезпека та захисні заземлення. Для запобігання ураженню електричним струмом у разі пошкодження або пробою ізоляції, всі металеві струмопровідні частини будівельних механізмів, технологічного устаткування та електроапаратури підлягають обов'язковому захисному заземленню (або зануленню) шляхом інтеграції їхніх корпусів до загального контуру заземлення або нульового проводу мережі.

5. Безпека під час виконання висотних та покрівельних робіт. Захист від падіння: Роботи на краях покрівлі виконуються із обов'язковим застосуванням запобіжних (захисних) поясів. Фіксація стропів поясів має здійснюватися до заздалегідь визначених, конструктивно надійних та жорстко закріплених елементів будівлі.

Пожежна безпека та термообробка матеріалів: Процес розігріву бітумних сумішей дозволяється проводити виключно на спеціально облаштованому майданчику, вільному від горючих матеріалів та вантажів, із суворим дотриманням вимог ДБН А.3.2-2-2009 [11]. Виконання робіт із розігріву бітуму безпосередньо на покрівлі споруди категорично заборонено.

7.2 Рішення з питань охорони праці на будгенплані

Тимчасові будівлі санітарно-побутового призначення включають: гар-

деробні, душові, вмивальні приміщення, приміщення для ї і відпочинку робочих, приміщення для обігріву тих, що працюють; туалет і приміщення для сушки одягу і взуття. Для приміщень використані тимчасові будівлі контейнерного типу розмірами 9×3 м.

Складування будівельних матеріалів і конструкцій передбачене за межами призми обвалення ґрунту котловану. Складування матеріалів і конструкцій повинне здійснюється відповідно до вимог стандартів або технічних умов на матеріали, вироби і конструкції. Цегла і плиткові матеріали в спецконтейнерах в штабелях не більше 2-х рядів по висоті; збірні залізобетонні плити типу ПК в штабелях висотою не більше 2.5 м, що відповідає 7-ми плитам з прокладками, колони і ригеля в штабелях по три ряди.

Матеріали і конструкції слід розміщувати на вирівняних майданчиках, засипаних щебнем з ущільненням в ґрунт з метою запобігання мимовільному зсуву, просіданню, осипанню і розкочуванню складованих матеріалів.

Прокладки і підкладки в штабелях складованих конструкцій слід розташовувати в одній вертикальній площині. Товщина прокладок повинна бути більше висоти виступаючих монтажних петель не менше ніж на 20 мм.

Майданчики для складування конструкцій повинні мати ухил для відведення атмосферних опадів.

Між штабелями на складах повинні бути передбачені проходи завширшки не менше 1 м і проїзди, ширина яких встановлюється по габаритах транспортних засобів плюс 1.5 м на зазори.

Для прийому розчинів і бетонів організовується спеціальні майданчики, огорожені суцільною огорожею, що закриває сипкі матеріали від пилувидалення. На цих ділянках передбачається водорозбірний кран для змочування матеріалів, що порошать, і для технологічних потреб.

Проектування внутрішньобудівельного транспорту, пристрій доріг і проїздів виконані відповідно до ДБН А.3.1-5-2016 і ДБН А.3.2-2-2009.

Будівельний майданчик має один в'їзд і один виїзд. Ширина воріт автомобільного в'їзду прийнята по найбільшій ширині транспортного засобу.

Автомобільні дороги на будівельному майданчику забезпечують кільцевий проїзд і кишені (під'їзди) для розвантаження транспорту.

Частина доріг потрапляє в небезпечну зону дії крана. Проїзд по таких ділянках вирішується при непрацюючому крані.

Небезпечні ділянки доріг захищаються спеціальними знаками.

Прив'язки доріг до огорож будівельного майданчика – 1.5 м; до конструкцій опор – 0.5м; до стін будівлі – 1.5 м.

Покриття тимчасових доріг: основних – ж/б плитами 2×4 м. під'їздів – щебнем, ущільненим в ґрунт (плитками покриття доріг забороняється унаслідок виділення ними пил).

Радіуси закруглення доріг в плані прийняті по найбільшій довжині транспортного засобу (для арматури і опалубки – 9 м).

Для безпечного переміщення працівників по будівельному майданчику передбачені тротуари уздовж автомобільних доріг на відстані 2 м від їх краю.

Ширина тротуарів – 1.5 м.

Для входу в будівлю передбачений спеціальний навіс, винесений за небезпечну зону дії крана.

Зони потенційно діючих небезпечних чинників слід захищати сигнальними огорожами, що задовольняють вимогам ДСТУ Б В.2.8-43:2011.

При виробництві будівельно-монтажних робіт у вказаних зонах слід здійснювати організаційно-технічні заходи. Роботи, не пов'язані з краном виконувати на тих ділянках, де не ведуться роботи по переміщенню вантажів.

Межі небезпечних зон від дії крана складають $R_{нз} = 38$ м (див. розрахунок в технологічній карті). Для безпечної організації будівельного майданчика передбачена огорожа повороту кран так, щоб містечко не знаходилося в небезпечній зоні дії крана. При цьому передбачена переважна робота крана на ст.1. для чого тимчасово встановлені пересувні упори ходу крана.

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначені відстанню в межах 5 м.

Будівельний майданчик, щоб уникнути доступу сторонніх осіб захище-

на огорожею з панелей висотою 2 м відповідно до ДСТУ Б В.2.8-43:2011.

Довжина панелей огорожі 2 м. Панелі закріплюються на стійках з опорами із залізобетонних плит.

7.3 Заходи профілактики виявлених шкідливих і небезпечних виробничих факторів

Підготовчі роботи

При організації будівельного майданчику проектом передбачено [38]:

- встановити щит з планом будівництва і схемою руху автотранспорту на період виробництва будівельно-монтажних робіт;
- будівельний майданчик загородити огорожею висотою 2 м без козирка за ДСТУ Б В.2.8-43:2011 «Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови» та знаки безпеки по ДСТУ Б В.2.6-49:2008;
- на будівельному майданчику позначити межі монтажною зоною навколо будівлі на відстані 3 м та межі небезпечної зони при роботі КБ-403 з встановленням попереджувальних знаків;
- встановити тимчасові будівлі адміністративно-побутового призначення (контора виконроба, вбиральні з душовою, інструментальні комори, біотуалет, контейнер для сміття) за межами небезпечної зони дії вантажопідйомного крану з врахуванням напрямку вітру, підключити до тимчасових мереж електро- і водопостачання;
- на будівельному майданчику влаштовані тимчасові шляхи з збірних з/б плит. ширина шляху 6м. швидкість руху автотранспорту обмежена до 10 км/г – на прямих ділянках та 5 км/г – на поворотах шляху;
- виконати тимчасові дороги для проходу автотранспорту по будівельному майданчику і роботи вантажопідйомного крану з відсипанням шлаком завтовшки 200 мм і майданчики для очищення коліс від бруду;
- на майданчику влаштовані тимчасові склади на відстані 2м від тимчасового шляху;

- у тимчасовому водопроводі влаштувати пожежні гідранти на відстані 2.5м від краю тимчасового шляху. При розрахунку загальних витрат врахувати витрати води на потреби пожежогасіння;
- виконати тимчасові мережі електро- і водопостачання з підключенням до існуючих мереж водо- і електропостачання;
- забезпечити освітлення території будівельного майданчика в темний час доби за допомогою прожекторів НО-09В-300-71. освітленість повинна складати не менше 2 лк;
- встановити на території будівельного майданчика пожежний щит з комплектом первинних засобів пожежогасінні згідно з НАПБ Б.03.002-2007;
- забезпечити побутові приміщення для будівельників аптечками з набором медикаментів і засобів первинної лікарської допомоги.

Обвалення ґрунту в траншеях під фундаменти

- з метою запобігання обваленню стінок виїмок у місцях виконання земляних робіт до їх початку необхідно забезпечити відведення поверхневих і підземних вод;
- проектом передбачені роботи по влаштуванню будівельного водопониження в відповідності з ДБН В.1.1 -25-2009 «Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення», ДБН В.2.1-10-2009. «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування», ДБА А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»;
- зниження рівня ґрунтових вод здійснюється за допомогою установки УВВЗ-6КМ. Для організації контрольно-спостерігаючих робіт використовуються рядові голкофільтри;
- місце виконання робіт необхідно очистити від валунів і каміння. дерев, будівельного сміття, а виявлені на укосах відшарування ґрунту ліквідувати;
- проектом виконання робіт повинні бути передбачені заходи. які необхідно обов'язково вжити до початку виконання земляних робіт на зсувонебезпечних схилах. Під час земляних робіт необхідно вести постійний контроль

стану схилів, обмежити вплив на них динамічного навантаження під час ущільнення ґрунту, забивання паль та вибухових робіт;

- по периметру плями забудови влаштовується шпунтове огороження. Для нього використовуються буроін'єкційні палі діаметром 220 мм, довжиною 10 м. Порядок улаштування БП довжиною 10 м: буріння свердловини до проектної відмітки 87.0 м діаметром 220 мм; заповнення палі цементним розчином із водоцементним співвідношенням В/Ц 0.4 – 0.5 на цементі М 500; встановлення армування палі – двотавра (стержня).

Міри профілактики падіння людини з висоти

- при виконанні земляних робіт спуск робочих в котлован виконувати виконувати скрізь в'їздний проїзд шириною 6 м та ухилом 1:10;

- при виконанні монтажних робіт підйом робочих на монтажний горизонт виконувати з використанням інвентарних приставних драбин за ДСТУ Б В.2.8-44:2011, обладнаних огороженням. висотою 1.1 м за ДСТУ Б В.2.8-43:2011 «Огороження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт», робочих оснащати запобіжними поясами за ДСТУ 4304:2004;

- при виконанні покрівельних робіт. роботи починають після влаштування тимчасової огорожі по периметру покрівлі.

Заходи профілактики падіння конструкцій і матеріалів з висоти

Проектом передбачено:

- для підйому використовувати вантажозахватні засоби, вибрані у відповідності з проектом виконання робіт;

- при виконанні покрівельних робіт подачу цементного розчину та інших покрівельних матеріалів виконувати механічним способом за допомогою крану КБ-403.

Експлуатація машин та механізмів

- експлуатація будівельних машин. включаючи технічне обслуговування здійснюється відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.01-07 «Правила будови

та безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів». При розташуванні машин поблизу траншеї, механізми повинні знаходитись за межею призми обвалення + 1 м. Під час перерви або по закінченню роботи забороняється залишати вантаж на висоті;

- технічне обслуговування машин здійснюється тільки після зупинки двигуна. Місце роботи машини забезпечується простором, достатнім для огляду робочої зони і маневрування. У зоні роботи машини встановлені знаки безпеки і попереджувальні написи «В'їзд», «Виїзд», «Розворот». Допустима відстань по горизонталі від підстави укусу виїмки до найближчої опори машини для супіщаних ґрунтів, при глибині виїмки 2 м – 2.4 м. При розробці, транспортуванні, розвантаженні, плануванні й ущільненні ґрунту машинами, що йдуть одна за іншою, відстань між ними менше 10 м. Не допускати роботи по підйому рам при силі вітру 12 м/с і більше;

- перед підйомом конструкцій рами всі елементи повинні бути надійно закріплені. Перед підйомом конструкції, зібраної в горизонтальному положенні, усі роботи припиняються в радіусі рівному довжині конструкції плюс 5 м. На рамі влаштована звукова сигналізація й обмежник висоти підйому рами;

- вантаж по площадці переміщають краном при відсутності в цій зоні робітників і на рівні 1 м вище перешкод.

Міри профілактики впливу шкідливих речовин

Проектом передбачено:

- при виконанні зварювальних робіт використовувати засоби індивідуального захисту за ДСТУ 12.4.041:2006 «Засоби індивідуального захисту органів дихання фільтрувальні».

- при виконанні опоряджувальних робіт, пов'язаних з використанням летючих шкідливих речовин, виконувати контроль вказаних речовин та використовувати засоби індивідуального захисту робочих по ДСТУ 12.4.041:2006 «Засоби індивідуального захисту органів дихання фільтрувальні».

Міри профілактики впливу вибуху

Проектом передбачено:

- при виконанні опоряджувальних робіт. пов'язаних з експлуатацією судів високого тиску. контролювати тиск в судах (балонах) за допомогою манометрів. В місцях опоряджувальних робіт з використанням нітрофарб змонтовану проводку знеструмити.

Заходи профілактики шуму

Проектом передбачено:

- експлуатувати машини і механізми з рівнем шуму, що не перевищує рівня шуму 80дБ, в противному випадку заборонити їх використання.

Міри профілактики впливу вібрації

Проектом передбачено:

- при роботі з інструментом та обладнанням встановлення виконувати на амортизаційних підкладках, при виконанні робіт по ущільненню бетонної суміші глибинним вібратором, облаштувати їх гумовими віброгасителями.

Міри профілактики впливу кліматичних факторів

Проектом передбачено:

- при швидкості вітру $V \geq 12$ м/с чи відносній вологості $\omega \geq 60\%$. а також при температурі зовнішнього в літній час $t > 30$ °С та в зимовий час $t \leq -20$ °С, а також при сильних опадах та ожеледиці усі будівельно-монтажні роботи завершити;

- при проектуванні освітленості робочих місць проектом передбачено влаштування та установка на місцях виконання робіт ПЗС-45, в тому числі 5 прожекторів на ярус.

Заходи профілактики враження електричним струмом

Проектом передбачено:

- виконання зовнішньої електропроводки тимчасового електричного постачання ізольованим дротом із розміщенням його на опорах на висоті над рівнем землі або настилу:

2.5 м – над робочими місцями;

3.5 м – над проходами;

6.0 – над проїздами.

Міри профілактики впливу атмосферної електрики

Проектом передбачено:

- влаштування на покритті будівлі блискавкоприймної сітки $\phi 10$ А240С з кроком 200×200 мм з з'єднанням її відвідними стержнями з $\phi 8$ А240С з арматурою фундаментів.

Міри профілактики пожежі

Проектом передбачено:

- у тимчасовому водопроводі влаштувати пожежний гідрант на відстані 2.5 м від краю тимчасового шляху;

- при виконанні зварювальних робіт робочі місця зварника огородити азбестовими щитами висотою 1.8 м в радіусі 5 м навколо місця зварки;

- при виконанні опоряджувальних робіт слід виконувати заходи. передбачені п. «Заходи щодо запобігання наслідкам вибуху»»;

- при виконанні покрівельних робіт доставку мастики виконувати централізовано.

- підігрів бітуму виконувати в котлах СО-170 в спеціально облаштованому місці, огороженому азбестовими щитами висотою 1.8 м в радіусі 5 м та устаткованому засобами пожежогасіння.

ВИСНОВКИ

1. Актуальність дослідження та загальна характеристика об'єкта. Сучасні тенденції житлового будівництва характеризуються постійним підвищенням вимог до комфорту, експлуатаційної надійності та функціональності простору. З огляду на високу ринкову вартість земельних ділянок, інвестиційно та економічно виправданим є вектор на високощільну багатоповерхову забудову з оптимізацією площі закладання фундаментів.

Прикладом реалізації такого підходу є досліджуваний 21-поверховий житловий будинок із площею забудови 9664м^2 . Функціональне зонування об'єкта передбачає диференціацію за висотою:

→ перші два поверхи відведено під комерційну інфраструктуру (офісні та торговельні приміщення);

→ з 3-го по 20-й поверхи запроектовано типовий житловий простір (по 4 квартири на поверсі: дві трикімнатні та дві чотирикімнатні);

→ 21-й поверх виконує функцію технічного/допоміжного ярусу для забезпечення життєдіяльності інженерних систем будівлі.

2. Конструктивно-компонувальні рішення. Конструктивна система споруди базується на монолітному залізобетонному каркасі. Основними вертикальними несучими елементами виступають пілони. Горизонтальні диски перекриття та покриття запроектовані у вигляді суцільних монолітних плит завтовшки 220мм. Огороджувальні конструкції та внутрішні перегородки реалізовані за рахунок цегляної кладки товщиною 380мм та 120 мм відповідно.

У межах реалізації наукової роботи та проведеного аналітичного огляду щодо особливостей моделювання будівлі у складних інженерно-геологічних умовах виконано чисельне моделювання та конструктивний розрахунок найбільш навантажених елементів — плити перекриття та колони (пілона). Розрахунок реалізовано методом скінченних елементів (МСЕ) у сучасних програмних комплексах «Мономах 4.5» та «ЛІРА-САПР».

На основі отриманих епюр внутрішніх зусиль та ізополів напружень проведено верифікацію міцності й підібрано робоче армування вертикальних

і горизонтальних елементів типового поверху стержнями діаметром 16мм класу А400С. Детальні розрахункові схеми та матриці підбору арматури наведені у пояснювальній записці.

3. Геологічні умови та обґрунтування палевого фундаменту. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика виявив неоднорідну стратиграфічну структуру ґрунтової основи. З огляду на високі значень знакозмінних та постійних навантажень від висотного каркаса, м'якопластичні ґрунти не можуть слугувати надійною природною основою. Тому в якості опорного горизонту для бурових паль обрано тугопластичний суглинок, що володіє належними фізико-механічними характеристиками. У роботі виконано розрахунок буронабивних паль у складі комбінованого плитно-пального фундаменту. Запроектовано палі діаметром 600 мм та довжиною 12 м із розрахунковою несучою здатністю по ґрунту 1014 кН.

4. Організаційно-технологічний розділ проекту розроблено на основі результатів розрахунково-конструктивної частини та спрямовано на оптимізацію часових, матеріальних і трудових ресурсів. Цей блок включає календарне планування, будівельний генеральний план (будгенплан) та технологічні карти. При розробці будгенплану впроваджено принципи системної безпеки та логістичної доцільності. Тимчасові адміністративно-побутові споруди розташовані поза межами небезпечних зон та з урахуванням регіональної розв'язки вітрів для забезпечення нормативних санітарно-гігієнічних умов.

Приоб'єктні склади матеріалів та майданчики укрупнювального збирання розміщені строго в радіусі ефективної дії монтажного крана.

Проектом передбачено комплексне інженерне забезпечення майданчика: трасування тимчасових мереж водопостачання, каналізації, тепло- та електропостачання, а також ліній зв'язку.

5. Технологія та комплексна механізація будівельних процесів

Технологічна частина роботи деталізує виконання земляних робіт, що включають: механізоване розроблення котлованів і траншей, транспортування надлишкового ґрунту за межі майданчика автосамоскидами, а також зво-

ротну засипку пазах із пошаровим ущільненням до нормативного коефіцієнта щільності.

Провідними машинами комплексу земляних робіт визначено одноковшеві екскаватори. Їх вибір обґрунтовано високою мобільністю, універсальністю, можливістю оперативної зміни робочого обладнання (зворотна/пряма лопата, грейфер) та здатністю ефективно працювати у тандемі з різними типами самоскидів як на виїмку ґрунту у транспорт, так і на відсипання у відвал. До початку основних екскаваторних робіт передбачено підготовчий етап: інженерна підготовка території, створення геодезичної розбивочної основи та прокладання першочергових комунікацій.

У межах виконання магістерської кваліфікаційної роботи детально розроблено локальні технологічні карти на ключові процеси зведення підземної та надземної частин будівлі. Проведено індивідуальні калькуляції трудових витрат і машинного часу, визначено раціональну послідовність та циклічність виконання робіт, оптимізовано склад робочих ланок (бригад) та побудовано графіки виконання робіт, які інтегровані в загальний календарний план об'єкта.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення.
2. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
3. Зоценко М. Л., Винников Ю. Л. та ін. (2003). Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник.
4. Швець В.Б., Бойко І.П., Винников Ю.Л. та ін. (2012). Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник.
5. Кічаєва О. В. Будівництво у складних інженерно-геологічних умовах : конспект лекцій для студентів очної та заочної форм навчання другого (магістерського) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія / уклад. О. В. Кічаєва ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 51 с.
6. Малишев О. В. (2024). Розрахунок стійкості схилів і підпірних стін : методичні вказівки.
7. Волошкіна О. С., Василенко Л. О. та ін. (2024). Захист території від підтоплення та забруднення підземних вод : методичні рекомендації. Висвітлює питання гідротехнічного будівництва та моніторингу.
8. Линник І. Е. Інженерна підготовка в складних містобудівних умовах : конспект лекцій з дисципліни «Інженерна підготовка в складних містобудівних умовах» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання галузі знань 19 – Архітектура та будівництво зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво та господарство») / уклад. І. Е. Линник, Ю. І. Гайко ; Харків. нац. ун-т міськ. госпва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2022. – 45 с.
9. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та

оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість : ДСТУ 9273:2024. – [Чинний з 2024-01-09]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – (Національний стандарт України).

10. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

11. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.

12. Методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» /укл. : О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.

13. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов. – К. : Каравела, 2009. – 696 с.

14. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. 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. К.: Толока, 2017. 627 с.

15. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

16. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

- 17 Зоценко М.ІІ. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.
- 18 Інженерна геологія (з основами геотехніки): підручник для студентів ВНЗ / [Суярко В.Г. , В. М. Величко, О. В. Гаврилюк та ін.]; за заг. ред. проф. В. Г. Суярка. – Харків: ХНУ ім. В.Н. Каразіна, 2019. – 278 с.
- 19 Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва : навчальний посібник / Я.О. Ковальчук. – Тернопіль : ТНТУ, 2017. – 191 с.
- 20 Трач В.М. Опір матеріалів (спеціальний курс): теорія пружності та пластичності : навчальний посібник / В.М. Трач, А.В. Подворний. – К. : Каравела, 2018. – 434 с.
- 21 Парфентьєва І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О. Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.
- 22 Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
23. Шутенко Л.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
24. Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.
25. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharsky, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5
26. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of excentrically tensioned reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences

(2021), 30 (3), 424–438. <https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36>

27. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>

28. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мін-геріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

29. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2–15–2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. – 44 с. – (Державні будівельні норми України).

30. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).

31. Енергозбереження та енергоефективність : ДБН В.1.2-11:2021. – [Чинний з 2022-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми України).

32. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1–1–2014. – [Введені в дію з 2014-03-24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).

33. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Введені в дію з 2011-09-01]. – К. : Держбуд України.

34. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Введені в дію з 2011-09-01]. – К. : Держбуд України.

35. Настанова з проектування підпірних стін : ДСТУ–Н Б В.2.1–

31:2014. – [Введені в дію з 2015–10–01]. – К. : Мінрегіон України, 2015. – 86 с. – (Національний стандарт України).

36. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10–2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

37. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

38. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).

39. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

40. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

41. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України.

42. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

43. Kaliukh Iu., Slyuserenko Yu., Marienkov M., Siedin V., Tytarenko, V., Kovba V., Kosheleva N., Kurash S., Yakovenko I., Usenko M., Zhemelinsky I., Kliuiev V., Berchun Ya. (2025). Application of Digital Twins and IoT for investigating damage caused to buildings under dynamic influences. Proceedings of the fib Symposium n Antibes, pp. 3100–3111.

<https://www.scopus.com/pages/publications/105016461307>

44. Дмитренко Є. А., Усенко М. В., Пилипака О. С., Бакай Т. В., Яковенко І. А. Критичний аналіз експериментальних методів дослідження та

факторів, що впливають на зчеплення арматури з бетоном. Теорія та практика дизайну. Архітектура та будівництво. К.: КАІ, 2025. Вип. 4(38). Т. 2. С. 104–119. doi: <https://doi.org/10.32782/2415-8151.2025.38.2.10>

45. Dmytrenko, Y., Yakovenko, I., Kostyra, N., Tomashevsky, A. (2025). Variant Modelling of Strengthening Methods of the Reinforced Concrete Bending Structures Using the “LIRA-SAPR” Tools. In: Zabulonov, Y., Peer, I., Zheleznyak, M. (eds) Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context. LWRT 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 712. Springer, Cham., pp. 62–76. https://doi.org/10.1007/978-3-031-95663-8_7

46. Slyusarenko, Y. *et al.* (2023). Experimental Solving the Problem of the Shelter Object Reinforced Concrete Structures Thermal Expansion. In: Ilki, A., Çavunt, D., Çavunt, Y.S. (eds) Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient. fib Symposium 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 350. Springer, Cham., pp. 1683–1693, https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_173

47. Дмитренко Є.А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних конструкцій при позацентровому стиску із малими ексцентриситетами в ПК «ЛІРА САПР. 3б. тез доп. 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада, 2021 р., м. Харків). – Харків, УкрДУЗТ, 2021. – С. 113–114.

48. Голишев О.Б., Колчунов В.І., Яковенко І.А. Опір залізобетонних конструкцій, будівель та споруд, які зводяться у складних інженерно-геологічних умовах: монографія. К. : Талком, 371 с.

49. Golyshev O, Kolchunov V, Yakovenko I (2013). Theory and calculation of reinforced concrete precast-monolithic structures, taking into account long-term processes. Talkom Publ., Kyiv, Ukraine.

ДОДАТКИ