

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню бакалавра

студента Альнакхала Бадера С.А.
академічної групи 192-17-1 ФБ

(шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія

(офіційна назва)

на тему: Проект двохсекційної будівлі готелю у місті Одеса

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Гапеев С.М.	80	добре	
розділів:				
Розділ 1	Гапеев С.М.	82	добре	
Розділ 2	Гапеев С.М.	80	добре	
Розділ 3	Гапеев С.М.	78	добре	
Розділ 4	Гапеев С.М.	80	добре	
Розділ 5	Вигодін М.О.			
Рецензент	Лебедев Д.В.	80	добре	
Нормоконтролер	Кулівар В.В.	80	добре	

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

_____ Гапєєв С.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«___» _____ 2021 року

ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню бакалавра

студенту Альнакхала Бадеру С.А. академічної групи 192-17-1 ФБ
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)

на тему Проект двохсекційної будівлі готелю у місті Одеса.

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 30.04.2021 р. №243-с

Розділ	Зміст	Термін виконання
ВСТУП, РОЗДІЛ 1	Архітектура	30.04.21-10.05.21
РОЗДІЛ 2	Розрахунково-конструктивний розділ	11.05.21-20.05.21
РОЗДІЛ 3	Основи і фундаменти	21.05.21-01.06.21
РОЗДІЛ 4	Технологія будівельного виробництва	02.06.21-15.06.21
РОЗДІЛ 5	Організація будівельного виробництва	16.06.21-22.06.21

Завдання видано

_____ (підпис керівника)

Гапєєв С.М.
(прізвище, ініціали)

Дата видачі: 31.04.2021 р

Дата подання до екзаменаційної комісії: 22.06.2021 р.

Прийнято до виконання

_____ (підпис студента)

Альнакхала Бадер С.А.
(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 104 с., 22 рис., 31 табл., 52 джерела
ДВОХСЕКЦІЙНА БУДІВЛЯ, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ,
ЗАЛІЗОБЕТОННЕ БЕЗРИГЕЛЬНЕ ПОКРИТТЯ, ФУНДАМЕНТНІ
КОНСТРУКЦІЇ, МОДАЛЬНИЙ АНАЛІЗ

Об'єкт розроблення – двосекційна будівля готельного комплексу у місті Одеса.

Мета роботи – розроблення проектних рішень щодо конструкції, технології та організації будівництва зазначеного об'єкту.

Методи досліджень – класичні методики розрахунків будівельної механіки, механіки ґрунтів, конструювання фундаментів, модального аналізу.

Результати та їх новизна – розроблені в проекті проектні та технологічні рішення відповідають стандартам та державним будівельним нормам.

Основні конструктивні, технологічні та техніко-експлуатаційні показники – Дипломний проект умовно можна розбити на чотири частини:

- архітектурний розділ;
- розрахунково - конструктивний розділ;
- розділ проектування основ та фундаментів;
- технологічний розділ;
- організаційний розділ.

У архітектурній частині проекту (розділ 1) наведено: загальну характеристику об'єкту будівництва, будівельну і кліматичну характеристики району, планувальне рішення ділянки, об'ємно-планувальне та будівельно - конструктивне рішення каркасу будинку.

У другому розділі наведено обґрунтування вибору та розрахунку будівельних конструкцій.

Розділ включає у себе такі підрозділи:

- об'ємно-палувальне та конструктивне рішення будівлі;

- інженерно-сейсмологічна характеристика будмайданчика;
- визначення навантажень та впливів на несучі конструкції;
- сейсмічний розрахунок на 3Д-моделі будівлі;
- розрахунок напружено – деформованого стану окремих конструктивних елементів, що несуть навантаження (залізобетонне безригельне перекриття; залізобетонні колона та діафрагма жорсткості);
- проектування зазначених конструктивних елементів каркасу будівлі.

У 3 розділі розглянуто варіанти будови двох типів фундаментів під колони – стовпчастого та пальового, виконаний розрахунок цих типів фундаментів та виконане техніко-економічне порівняння варіантів. Найбільш раціональним визначений стовпчастий фундамент.

У 4 розділі дипломного проєкту розглянуті питання технології будівельного виробництва та розроблено технологічну карту на бетонування типового монолітного перекриття.

У розділі 5 розглянуті питання організації будівельного виробництва під час будівництва готельного комплексу, розрахований календарний план будівництва та встановлено техніко-економічні показники проєкту.

ABSTRACT

Explanatory note: 102 p., 22 fig., 31 table, 52 sources.

TWO-SECTION BUILDING, PILL FOUNDATION, REINFORCED CONCRETE FLOORLESS COVERING, FOUNDATION STRUCTURES, MODAL ANALYSIS

The object of development is a two-section building of a hotel complex in the city of Odessa.

The purpose of the work is to develop design solutions for the design, technology and organization of construction of this facility.

Research methods - classical methods of calculations of structural mechanics, soil mechanics, construction of foundations, modal analysis.

The results and their novelty - the design and technological solutions developed in the project meet the standards and state building codes.

The main design, technological and technical and operational indicators - The diploma project can be divided into four parts:

- architectural section;
- settlement - constructive section;
- section of designing foundations and foundations;
- technological section;
- organizational section.

The architectural part of the project (section 1) provides: general characteristics of the construction object, construction and climatic characteristics of the area, planning decision of the site, spatial planning and construction - structural solution of the building frame.

The second section provides a rationale for the choice and calculation of building structures.

The section includes the following sections:

- volumetric and structural solution of the building;

- engineering and seismological characteristics of the construction site;
- determination of loads and influences on load-bearing structures;
- seismic calculation on the 3D model of the building;
- calculation of the stress-strain state of individual structural elements bearing the load (reinforced concrete crossbarless; reinforced concrete column and stiffness diaphragm);
- design of these structural elements of the building frame.

In Section 3, the variants of the structure of two types of foundations under the columns are considered - columnar and pile, the calculation of these types of foundations is performed and the technical and economic comparison of variants is performed. The most rational you-defined columnar foundation.

In the 4th section of the diploma project the issues of construction production technology are considered and the technological map for concreting of a typical monolithic floor is developed.

Section 5 discusses the organization of construction production during the construction of the hotel complex, calculated the construction calendar and established technical and economic indicators of the project.

ЗМІСТ

ВСТУП	9
1 АРХІТЕКТУРА	10
1.1 ПРИРОДНО-КЛІМАТИЧНІ УМОВИ БУДІВНИЦТВА	10
1.2 ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН	10
1.3 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ	11
1.4 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ	13
1.5 ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК СТІН	14
1.6 ВНУТРІШНІЙ ВОДОПРОВІД І КАНАЛІЗАЦІЯ	17
1.7 ОПАЛЕННЯ І ВЕНТИЛЯЦІЯ	18
1.8 ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ ТА ЕЛЕКТРООБЛАДНАННЯ	19
Висновки до розділу 1	20
2 РОЗРОХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	21
2.1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ І КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ БУДІВЛІ	21
2.2 ІНЖЕНЕРНО-СЕЙСМОЛОГІЧНА ХАРАКТЕРИСТИКА МАЙДАНЧИКА БУДІВНИЦТВА	22
2.3 КОМП'ЮТЕРНА МОДЕЛЬ БУДІВЛІ	23
2.4 НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ	26
2.5 РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ	31
2.6 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО БЕЗРИГЕЛЬНОГО ПЕРЕКРИТТЯ	34
2.7 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ	41
2.8 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ДІАФРАГМИ ЖОРСТКОСТІ ПО ОСІ «Л»	43
Висновки до розділу 2	45
3 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	46
3.1 КОНСТРУКТИВНА ХАРАКТЕРИСТИКА БУДІВЛІ	46
3.2 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ МАЙДАНЧИКА БУДІВНИЦТВА	47
3.3 ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ НА ФУНДАМЕНТ	48

3.4 ВАРІАНТИ ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	51
3.5 РОЗРАХУНОК СТОВПЧАСТИХ ФУНДАМЕНТІВ	53
3.6 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ	58
3.7 ТЕО ПРИЙНЯТИХ ВАРІАНТІВ ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	63
3.8 ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ З ВИКОНАННЯ РОБІТ	65
Висновки за розділом 3	66
4 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	67
4.1 МЕТОДИ ВИКОНАННЯ РОБІТ ПРИ БУДІВНИЦТВІ МОНОЛІТНОЇ БУДІВЛІ	67
4.2 РОЗРОБЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЧНОЇ КАРТИ НА БЕТОНУВАННЯ ТИПОВОГО МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ БЛОКУ «А»	75
Висновки до розділу 4	83
5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	85
5.1 Вступ	85
5.2 ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТА І УМОВ БУДІВНИЦТВА	86
5.3 КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН БУДІВНИЦТВА	87
5.4 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ ПРОЕКТУ	96
Висновки до розділу 5	97
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	98
ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ	100

ВСТУП

На сьогоднішній день для України актуальною є проблема організації і розвитку туризму, виведення його на світовий рівень, який забезпечує величезні прибутки і державі, і підприємцям. Дана проблема не може бути вирішена без підвищення ефективності функціонування готельної індустрії, на частку якої припадає близько 60% всіх доходів туризму.

Одеська область займає одне з провідних місць в Україні: особливість економіко-географічного положення, розвинена транспортна мережа, сприятливі кліматичні умови, а також антропогенні ресурси створюють сприятливі передумови для розвитку в області високорентабельного туристично-рекреаційного бізнесу.

Але для належного обслуговування необхідне відповідне надання основних і додаткових послуг, які за всіма стандартами припускають розміщення, харчування і розважальну програму.

Недостатній розвиток сучасного ринку готельної індустрії в Україні, потреба у зміні і оновленні асортименту готельних послуг, а також перебудова технологічного процесу вимагають проведення аналізу перспективних факторів, що впливають на майбутній розвиток готельного господарства нашої країни.

Тому тема дипломного проекту з урахуванням вище викладеного та перспектив розвитку готельного господарства в зв'язку з вимогами зростаючого ринку готельних підприємств є зараз дуже актуальною. Індустрія готельного бізнесу знаходиться на висхідному циклі розвитку, а значить, і вкладення в цей бізнес сьогодні дуже перспективні.

1 АРХІТЕКТУРА

1.1 Природно-кліматичні умови будівництва

Місце будівництва проектованої будівлі - м Одеса, відноситься до ШБ кліматичного району згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010 «Будівельна кліматологія».

Район будівництва має наступні природно-кліматичні умови:

- швидкісний нормативний натиск вітру для V району - 0,46 кПа;
- вага снігового покриву для I району - 0,88 кПа;
- розрахункова температура зовнішнього повітря - мінус 18;
- напрямок пануючих вітрів:
 - у літній період - північно-східний;
 - у зимовий період - північний;
- рельєф місцевості - спокійний;

Ділянка проектованого будівництва розташована в м. Одеса. Територія спланована з абсолютними відмітками 51.4-51.5м. територія мікрорайону має широко розвинену мережу підземних комунікацій.

1.2 Генеральний план

Генплан ділянки розроблений на підставі геотопозйомки земельної ділянки площею 0.136 га, розташованої в м. Одеса. Вертикальне планування виконане з урахуванням топографічних, інженерно-геологічних і будівельних вимог, особливостей рельєфу та прилеглої території.

Розміщення будівлі забезпечує нормативну інсоляцію приміщень і розриви між сусідніми будинками. Під'їзди до будинку запроектовані з прилеглих вулиць. У проекті передбачений благоустрій території навколо будівлі, яка будується, що безсумнівно поживає зовнішній вигляд району та додасть йому нового сучасного вигляду.

Проектована будівля забезпечена протипожежними об'їздами і відповідає вимогам протипожежної безпеки.

Таким чином, генплан являє собою комплекс вже існуючих будівель, будівлі, що будується, а також доріжок для пішоходів і автодоріг.

Майданчики для відпочинку та ігор відокремлені від проїздів посадками дерев. Сорти зелених насаджень стійкі до місцевих кліматичних умов і підібрані з урахуванням можливостей місцевих розплідників.

На ділянці знаходиться: медико-реабілітаційний центр, будівля бізнес-клубу і розважальний комплекс.

Таблиця 1.1 – Основні ТЕП за генпланом

№п/п	Найменування	Од. виміру	Кількість
1.	Площа ділянки житлової будівлі	га	0,1360
2.	Площа забудівлі	м ²	1322
3.	Площа дротів	м ²	940
4.	Площа тротуарів, майданчиків	м ²	328
5.	Площа озеленення	м ²	70,0

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Готельні будівлі призначаються для короткочасного перебування людей і відповідного обслуговування їх побутових і культурних потреб, тому такі споруди повинні бути обладнані всіма видами необхідного комунального благоу-

трою і забезпечені системами харчування, побутового і культурного обслуговування гостей.

Об'ємно-планувальні рішення будинку визначаються жорсткими умовами відведеної ділянки: інсоляція існуючих і споруджуваних житлових будинків і необхідність зберегти множинні підземні комунікації. Цим умовам в найбільшій мірі відповідають зблоковані різноповерхові секції.

Будівля складається з двох зблокованих секцій загальною довжиною 85 м. Блок «А» - п'ятиповерховий, комплексна секція 2 з блоків «Б» і «В» - одноповерхова.

Фасади будівлі мають суцільне панорамне скління, що надає фасаду сучасний респектабельний вигляд.

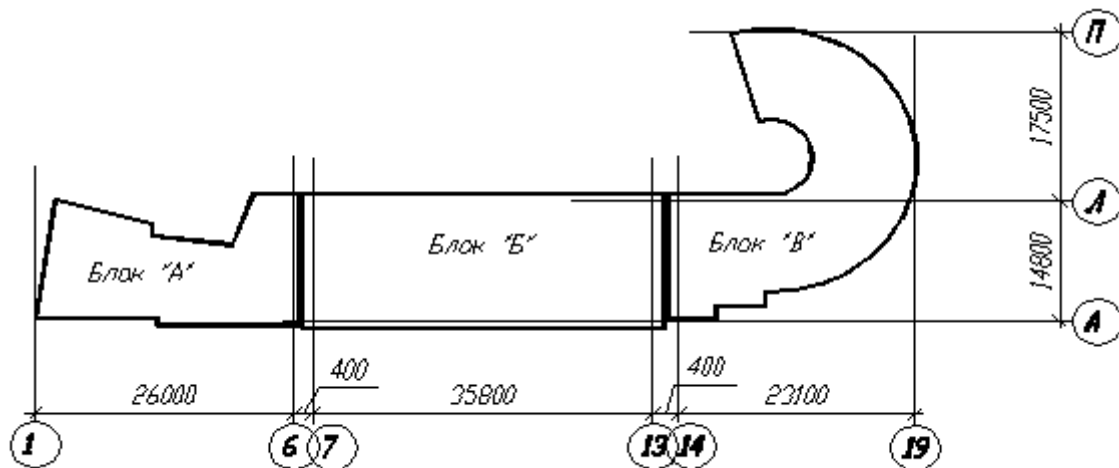


Рисунок 1.1 – Схема блокування

Вертикальні комунікації забезпечуються пасажирськими ліфтами розташованими в центральній частині будівлі, а також сходовою кліткою.

Перший поверх готелю включає в себе приміщення вхідної групи (хол, рецепшн, гардероб, камеру зберігання, службові приміщення, санвузли), а також ресторан і приміщення розважального призначення та побутового обслуговування.

Другий і наступні поверхи готелю займають номери. Кількість номерів - 14 (переважно двомісні).

1.4 Конструктивні рішення

Конструктивне рішення ґрунтується на комплексній ув'язці з його об'ємно-планувальним і архітектурно-художнім рішенням.

Несучі конструкції

Несучі конструкції будівлі запроектовані з монолітного залізобетону. В якості розрахункової схеми будівлі прийнята схема з безрігельним каркасом. Конструктивно міцність і стійкість будівлі забезпечується спільною роботою колон, діафрагм жорсткості і плит перекриття. Крок колон каркасу в поздовжньому напрямку: 5.6 і 6 м, в поперечному напрямку: 4.5 і 6 м.

Фундаменти.

Фундаменти запроектовані у відповідності з даними про інженерно-геологічні дослідження на майданчику. В результаті аналізу для будівлі, яка проектується, фундамент прийнятий на природній основі. Глибина закладення фундаменту 3,6 м.

Зовнішні стіни.

Зовнішні стіни не несучі, виконані з пористого бетону товщиною 400 мм з системою вентиляваного фасаду. Зовнішній шар виконується з облицювальної цегли і є формотворчим і захисним від атмосферних впливів шаром. Цегла за морозостійкістю має марку М25, щільність $\gamma = 1600 \text{ кг/м}^2$, ДСТУ БВ.2.7.-61-97.

Середній шар - теплозахисний, кладка з мінераловатних плит. Внутрішній шар виконаний з пористого бетону.

Колони.

Монолітні залізобетонні колони будівлі виконані в плані квадратними. Перетин колон 400 x 400 мм. Виготовляються з бетону В 25.

Перекриття.

Перекрыття - монолітна залізобетонна пласка плита товщиною $B = 200$ мм. Виконуються з бетону В25.

Підлоги.

Конструкція підлоги залежить від призначення приміщення: керамічна плитка, дощаті з штучного паркету, лінолеумні.

Перегородки.

Перегородки: міжсекційні виконуються цегляними товщиною 120 мм; міжкімнатні виконуються з гіпсокартону товщиною 90мм. Перегородки оздоблюються з двох сторін.

Сходи.

Сходи запроектовані з монолітного залізобетону.

1.5 Теплотехнічний розрахунок стін

ВИХІДНІ ДАНІ:

стіна - з малорозмірних елементів (пінобетон) з мінераловатним утеплювачем;

географічний пункт будівництва - м. Одеса, Україна.

Схема шарів стіни:

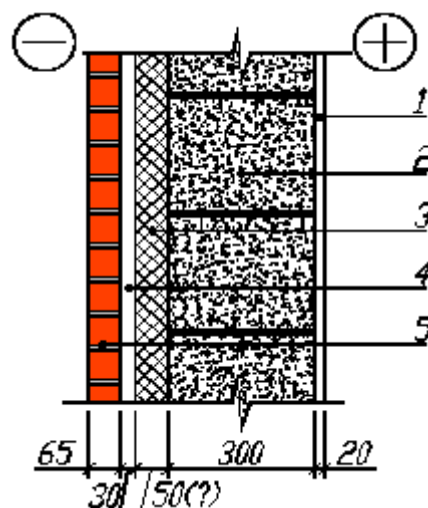


Рисунок 1.2 – Схема шарів утеплення стіни

1. Вапняково-піщана штукатурка, $\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$.
2. Пінобетон, $\rho_0 = 800 \text{ кг/м}^3$.
3. Мінераловатний утеплювач, $\rho_0 = 75 \text{ кг/м}^3$.
4. Повітряний прошарок.
5. Облицювальна цегла, $\rho_0 = 1800 \text{ кг/м}^3$

РІШЕННЯ:

- температура внутрішнього повітря $t_e = 20^\circ \text{C}$;
- відносна вологість внутрішнього повітря $\phi_e = 55\%$;
- температура зовнішнього повітря $t_n = -18^\circ \text{C}$;
- вологосний режим приміщення – нормальний;
- умови експлуатації матеріалу зовнішнього огородження - Б.

Оскільки товщина зовнішнього огорожувального шару менш як 250 мм то повітряний прошарок є вентиляючим і разом з облицювальним шаром при визначенні опору теплопередачі огорожувальної конструкції не бере участі.

Шари, що формують теплоізоляційну оболонку будівлі, мають характеристики, що надані в табл. 1.

Таблиця 1.2 – Характеристики матеріалів

№ шару	Найменування матеріалу	$\delta, \text{ м}$	$\rho_0, \text{ кг/м}^3$	$\lambda, \text{ Вт/м}^\circ \text{C}$
1	вапняково-піщаний розчин	0,02	1800	0,93
2	пінобетон	0,3	800	0,3
3	мінеральна вата	0,05	75	0,062

Опір теплопередачі зовнішньої стіни:

$$R_{np} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,3}{0,3} + \frac{0,05}{0,062} + \frac{1}{23} = 1,99 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

де: α_B і α_H - коефіцієнти тепловіддачі відповідно внутрішньої і зовнішньої поверхні огороження;

δ – товщина шару;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу.

Розрахунковий опір теплопередачі $R_{np} = 1,99 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$ менше нормативного, яке для III температурної зони становить $R_{min} = 2,2 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$.

Забезпечити нормативне значення опору теплопередачі можливо шляхом збільшення товщини утеплювача. Необхідна товщина утеплювача визначається за формулою:

$$\delta_{ym} = \left(R_{min} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_3 = \left(2,2 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,02}{0,93} - \frac{0,3}{0,3} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,062 = 0,063 \text{ м.}$$

Приймаємо товщину утеплювача, кратно субмодулю $1/10 \text{ М}$, що дає величину рівну 7 см. При цьому опір теплопередачі зовнішньої стіни складе:

$$R_{np} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,3}{0,3} + \frac{0,07}{0,062} + \frac{1}{23} = 2,31 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}.$$

що відповідає нормативним вимогам.

Температура внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$\tau_{en} = t_B - \left(\frac{t_B - t_H}{R_{np} \alpha_B} \right) = 20 - \left(\frac{20 - (-18)}{2,31 \times 8,7} \right) = 18,1 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції:

$$\Delta t_{np} = t_B - \tau_{en} = 20 - 18,1 = 1,9 \text{ } ^\circ\text{C} < \Delta t_{cr} = 4 \text{ } ^\circ\text{C},$$

що відповідає нормативним вимогам.

Температура внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції повинна бути не нижче точки роси. В житлових будівлях ($t_B = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$, $\varphi_B = 55\%$) точка роси становить $10,7 \text{ } ^\circ\text{C}$ (додаток Б).

Розрахункова температура внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції $t_{en} = 18,1^{\circ}\text{C}$ перевищує мінімально допустиму $t_{MIN} = 10,7^{\circ}\text{C}$.

Отже прийнята конструкція зовнішньої стіни задовольняє пропоновані до неї вимоги.

1.6 Внутрішній водопровід і каналізація

У будівлі передбачені системи:

- господарсько-питного та протипожежного водопроводу;
- гарячого водопостачання;
- господарсько побутової каналізації.

Для обліку водоспоживання будівлі передбачаються:

- водомірний вузол для холодного водопостачання будівлі;
- вузол обліку тепла.

Робота насосної станції передбачена в автоматичному режимі в залежності від тиску води в системі водопостачання.

У насосній станції встановлюються дві групи насосів:

- 1 група - насоси протипожежного водопостачання 2 шт. ;
- 2 група - насоси господарсько побутового водопостачання.

Насосна станція відноситься до 1 категорії.

Господарсько-питний і протипожежний водопровід передбачений для підведення води до санітарних приладів, поливальних та пожежних кранів. Водопровід гарячої води - для підведення до санітарних приладів і поливальних кранів в сміттєвих камерах.

Господарсько побутова каналізація призначена для відведення господарсько побутових стічних вод від санітарних приладів у вуличний каналізаційний колектор.

1.7 Опалення і вентиляція

Опалення. Передбачено дві самостійні системи опалення:

- система опалення готельних номерів;
- система опалення приміщень громадського призначення.

Як нагрівальні прилади прийняті сталеві радіатори з номінальним тепловим потоком 1 секції 0,16 кВт. Система опалення передбачена з нижнім розведенням подаючих і зворотніх магістральних трубопроводів.

Стояки систем опалення запроектовані для блоку «А» однотрубними П-подібними, а для приміщень громадського призначення двотрубними вертикальними.

Для регуляції тепловіддачі опалювальних приладів на однотрубних стояках передбачаються крани, що регулюють подвійною регуляцією, а для двотрубних стояків крани шарикові.

Магістральні трубопроводи систем опалення та трубопроводи опалювальних стояків передбачені із сталевих водогазопровідних труб по ГОСТ 3262-75 * і сталевих електрозварювальних труб по ГОСТ 10704-91.

У теплових вузлах кожного блоку встановлюються тепломіри, які враховують роздільне теплове навантаження на опалення та гаряче водопостачання.

Гаряче водопостачання здійснюється за відкритою схемою з установкою регулятора температури.

Вентиляція. Повітрообмін приміщень визначений для готельних номерів за кратністю, а для приміщень громадського призначення з умов забезпечення санітарної норми подачі зовнішнього повітря в ці приміщення.

Вентиляція прийнята припливно-витяжна природна.

Витяжка (через вентиляційні канали, розміщені в ванних кімнатах і санвузлах, приплив неорганізований через нещільність віконних і дверних отворів. Вентиляційні канали прийняті прямокутної форми і розташовуються у внутрішніх капітальних стінах.

У приміщеннях громадського призначення вентиляція припливно-витяжна механічна.

1.8 Електропостачання та електрообладнання

Силові електроспоживачі .Силовими електроспоживачами будівлі є: електроприводи ліфтів, насоси протипожежного і питного водопостачання, сантехнічної вентиляції, технологічне обладнання басейну, ресторану, спортивних та інших приміщень. Всі силові споживачі будівлі живляться від водно-розподільних пристроїв.

Електроосвітлення. Проектом передбачено влаштування робочого, аварійного (евакуаційного), ремонтного освітлення, в житлових, торгових і адміністративно громадських приміщеннях будівлі. Всі мережі електроосвітлення живляться від водно-розподільних пристроїв.

Зовнішнє електроосвітлення. Проектом передбачено влаштування зовнішнього електроосвітлення території будівлі - вуличними світильниками з натрієвими лампами високого тиску. Управління зовнішнім електроосвітленням передбачено від панелей зовнішнього електроосвітлення проєктованих трансформаторних підстанцій.

Висновки до розділу 1

1. Ділянка проектованого будівництва розташована в м. Одеса. Територія спланована з абсолютними відмітками 51.4-51.5м. територія мікрорайону має широко розвинену мережу підземних комунікацій.

2. Генплан ділянки розроблений на підставі геотопозйомки земельної ділянки площею 0.136 га, розташованої в м. Одеса. Вертикальне планування виконане з урахуванням топографічних, інженерно-геологічних і будівельних вимог, особливостей рельєфу та прилеглої території.

3. Об'ємно-планувальні рішення будинку визначаються жорсткими умовами відведеної ділянки: інсоляція існуючих і споруджуваних житлових будинків і необхідність зберегти множинні підземні комунікації. Цим умовам в найбільшій мірі відповідають зблоковані різноповерхові секції.

4. Конструктивне рішення ґрунтується на комплексній ув'язці з його об'ємно-планувальним і архітектурно-художнім рішенням.

5. Виконаний теплотехнічний розрахунок стін. При товщині утеплювача 7 см у заданих кліматичних умовах показники теплопередачі стін відповідають нормативним вимогам.

6. Визначені конструктивні елементи систем внутрішнього водопроводу, каналізації, опалення, вентиляції та електропостачання.

2 РОЗРОХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі

Об'єкт дослідження складається з трьох секцій з підвальним поверхом. В даному розділі розглядається Секція «А».

Досліджувана будівля розмірами в плані 26x14,8 м і висотою 20,9 м (Рис. 2.1), запроектована за схемою безригельного каркасу. Елементами, що сприймають горизонтальне навантаження служать колони перерізом 400x400 мм, і діафрагми і ядра жорсткості. Стіни ліфта товщиною 200 мм, решта діафрагми товщиною 300 мм.

Сходові марші і міжповерхові майданчики виконані з монолітного залізобетону товщиною 200 мм.

Конструкція зовнішніх стін:

Газосиликатні блоки - $\delta = 0,3$ м; $\gamma = 800$ кг / м³.

Внутрішні стіни і перегородки запроектовані:

- міжквартирні - газобетон ($\gamma = 800$ кг / м³) завтовшки 200мм;
- внутрішньоквартирні - газобетон ($\gamma = 800$ кг / м³) завтовшки 100мм.

Парапет на покритті запроектований висотою 1 м.

Крім підвального поверху висотою 3,5 м, в будівлі є п'ять поверхів заввишки 3,3 м

Розташування вертикальних несучих елементів ідентичне по всій висоті будівлі.

2.2 Інженерно-сейсмологічна характеристика майданчика будівництва

ва

Відповідно до ДБН В.1.1-12: 2006 [5] розрахункова сейсмічність майданчика будівництва визначається за результатами сейсмічного мікрорайонування.

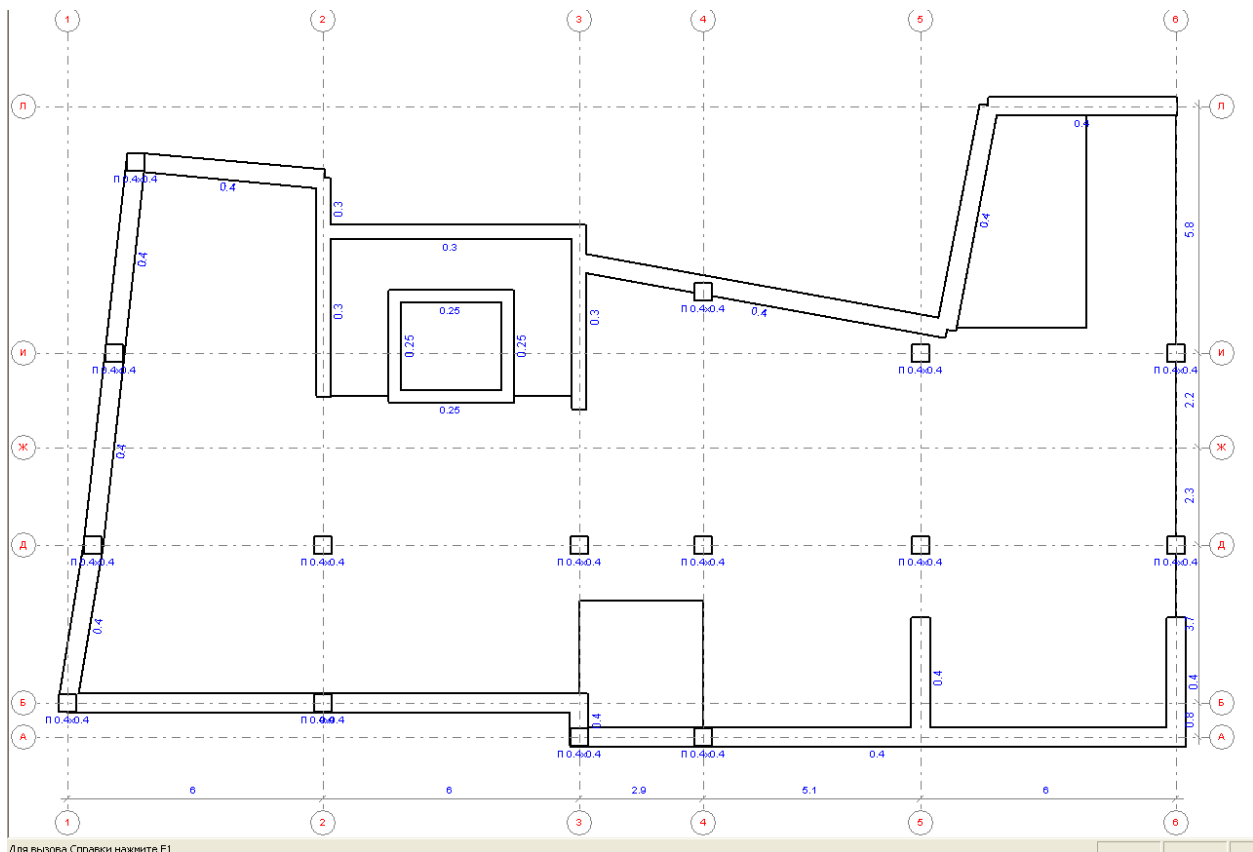


Рисунок 2.1 – Схема розташування вертикальних несучих елементів

Нормативна інтенсивність сейсмічних впливів для м. Одеса прийнята на основі карти «А» і списку населених пунктів України, наведеного в ДБН В.1.1-12: 2006 [5], і становить 7 балів за шкалою MSK-64.

Відповідно до класифікації ґрунтів за результатами інженерно-геологічних вишукувань і таблицею 1.1 ДБН В.1.1-12: 2006 [5] ґрунти майданчика будівництва необхідно віднести до другої категорії за сейсмічними влас-

тивостями. Нормативна інтенсивність сейсмічних впливів для майданчика проектування складає 7 балів.

2.3 Комп'ютерна модель будівлі

Тривимірна комп'ютерна модель будівлі наведена на рис. 2.2. Розрахунки комп'ютерної моделі виконані за допомогою програмного комплексу «МОНОМАХ», версія 4.2 [8], який є комп'ютерною системою для структурного аналізу і проектування.

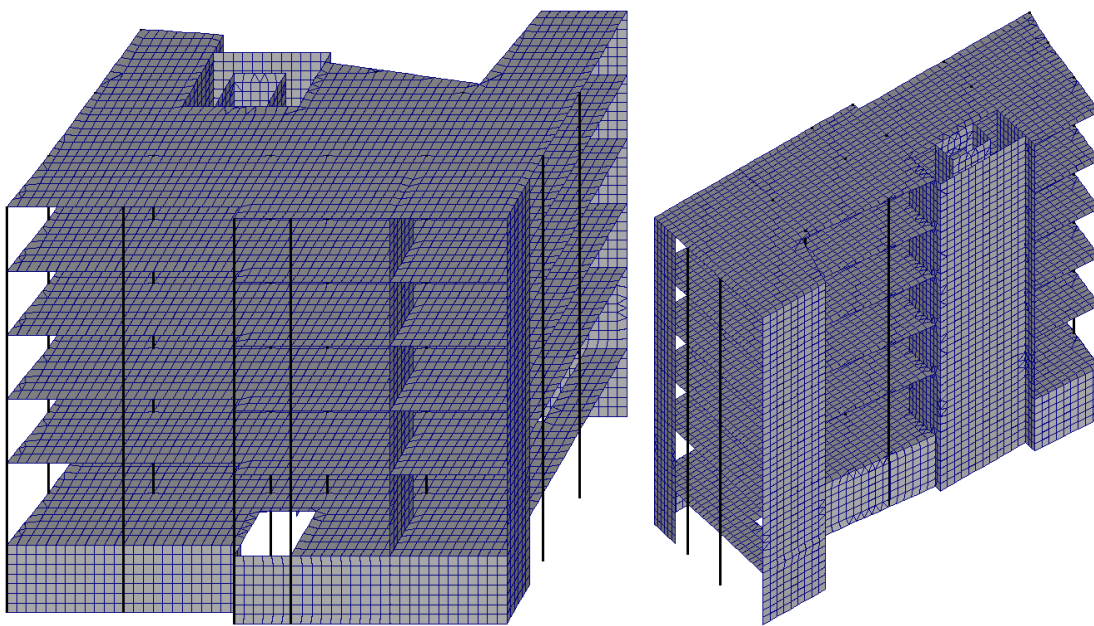


Рисунок 2.2 – Комп'ютерна модель будівлі. Загальний вигляд

Розрахункова схема, прийнята у вигляді просторової системи, відображає конструктивне рішення розглянутої будівлі і включає стрижневі й пластинчасті (оболонкові) кінцеві елементи (таблиця 2.1).

Розрахункова схема складається зі стрижневих елементів, що моделюють роботу колон, оболонкових елементів, які моделюють роботу перекриттів, діафрагм (таблиця 2.2).

Графічне відображення елементів розрахункової схеми на характерних відмітках будівлі наведено на рис. 2.3-2.4.

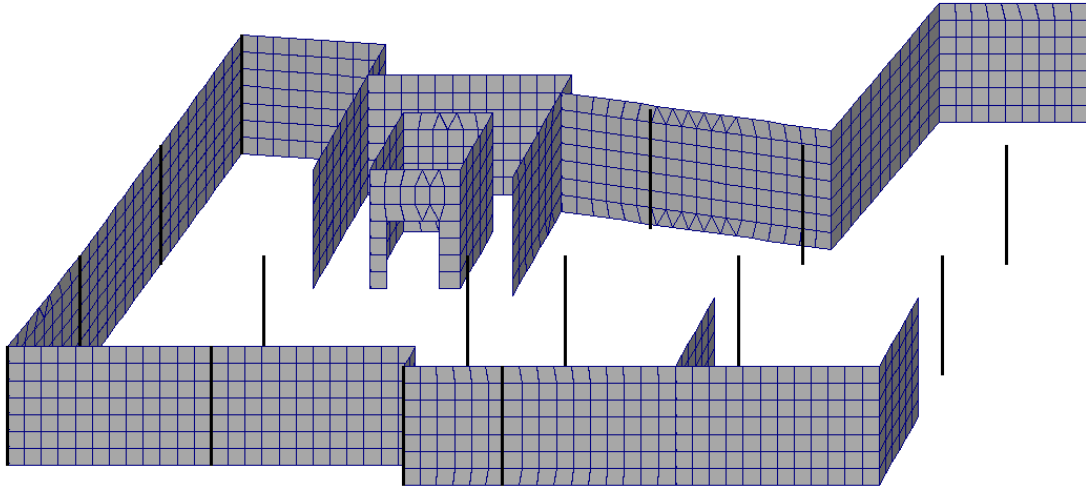


Рисунок 2.3 – Комп'ютерна модель будівлі. Цокольний поверх

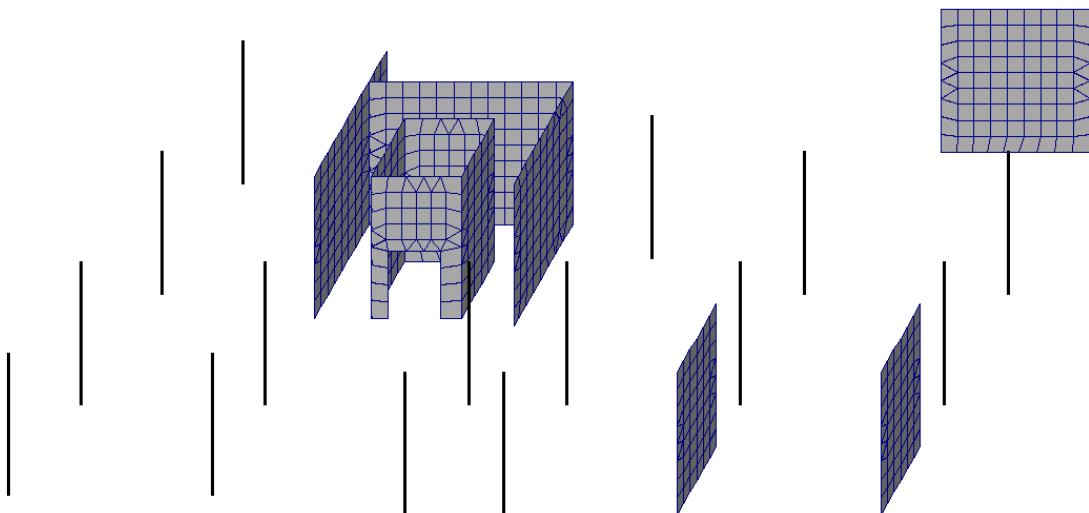
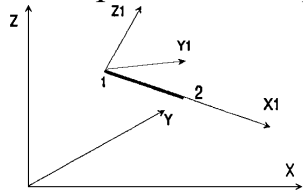
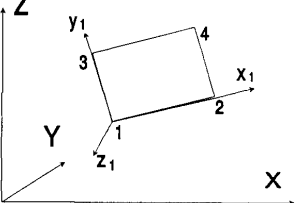
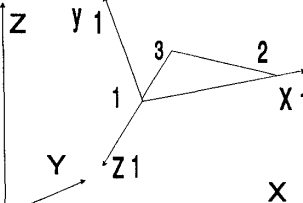
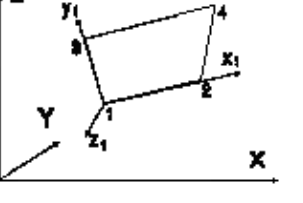


Рисунок 2.4 – Комп'ютерна модель будівлі. Типовий поверх

Таблиця 2.1 - Опис типів кінцевих елементів (КЕ), що використовуються при побудові комп'ютерної моделі

NKE	Найменування КЕ	Площина розміщення	Степені свободи	Коментарій
1	2	3	4	5
	Стержень просторової ферми	довільно	X,Y,Z	Окремий випадок КЕ10
0	Універсальний стержень 	довільно	X,Y,Z, UX,UY,UZ	1. Використовується для одно-, дво- і тривимірних задач.
1	Універсальний прямокутний елемент оболонки 	довільно	X,Y,Z UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються властивості матеріалу: - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія
2	Універсальний трикутний елемент оболонки 	довільно	X,Y,Z, UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються властивості матеріалу: - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія
4	Універсальний чотирикутний елемент оболонки 	довільно	X,Y,Z UX,UY,UZ	1. Допускається наявність пружної основи. 2. Враховуються властивості матеріалу: - ізотропія; - трансверсальна ізотропія; - ортотропія; - анізотропія;

Таблиця 2.2 - Параметри кінцевих елементів комп'ютерної моделі будівлі

№ т. ж	Геометричні параметри	Фізико-механічні параметри	Положення у конструктивній схемі будівлі
2	Брус 40 X 40	$R_0=2.75, E=3e+006$	Колони
14	Пластина Н 30	$E=3e+006, V=0.2, H=30, R_0=2.75$	Діафрагми жорсткості,
15	Пластина Н 20	$E=3e+006, V=0.2, H=20, R_0=2.75$	Плити перекриття
16	Пластина Н 15	$E=3e+006, V=0.2, H=15, R_0=2.75$	Стіни ліфтових шахт
<p>Позначення:</p> <p>R_0 - щільність матеріалу елементів розрахункової схеми, тс/м³;</p> <p>E - модуль пружності, тс/м².</p> <p>ν – коефіцієнт Пуассона</p>			

Сполучення елементів між собою - жорстке.

2.4 Навантаження і впливи

Розрахунок снігового навантаження по ДБН В.1.2-2: 2006 - Навантаження і впливи.

Характеристичне значення снігового навантаження для 2 району $S_0=88\text{кг/м}^3$ (додаток Е).

Коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі $C_e=1$ (п. 8.9).

Коефіцієнт географічної висоти $C_{alt}=1$ ($H<0,5\text{км}$, п.8.10).

Коефіцієнт $\mu=1$ (для горизонтальних поверхонь, додаток Ж).

Коефіцієнт $C=\mu C_e C_{alt}=1$.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття

$$S_m=\gamma_{im}S_0C=1,14\cdot 88\cdot 1=100,32 \text{ кг/м}^2,$$

де $\gamma_{im}=1,14$ при $T=100$ років (таблиця 8.1).

$C=1$ (п. 8.6)

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C = 0,49 \cdot 88 \cdot 1 = 43,12 \text{ кг/м}^2$$

де $\gamma_{fe} = 0,49$ - коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження, який визначається відповідно до п. 8.12.

Вітровий вплив.

Таблиця 2.3 - Розрахунок вітрового навантаження по ДБН В.1.2-2: 2006 - Навантаження і впливи

Вихідні дані	
Вітровий район	3
Нормативне значення вітрового тиску W_0 для м. Одеси	47 кг/м²
Тип місцевості	IV - міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м
Тип спорудження	Вертикальні і що відхиляються від вертикальних не більш як на 15° поверхності

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C$$

$$\gamma_{fe} = 0,21 \text{ при } \eta = 0,02 \text{ (п. 9.15, таблиця 9.3);}$$

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d ;$$

$$C_{aer} = 0,8 \text{ - для навітряної сторони (додаток I);}$$

$$C_{aer} = 0,6 \text{ - для підвітряної сторони (додаток I);}$$

$$C_h \text{ - залежить від висоти спорудження і типу місцевості (рисунок 9.2);}$$

$$C_{alt} = 1 \text{ при } H < 0,5 \text{ км (п. 9.10);}$$

$$C_{rel} = 1 \text{ при } \varphi < 0,05 \text{ (п. 9.11);}$$

$$C_{dir} = 1 \text{ (п. 9.12);}$$

$$C_d = 1$$

Для навітрявої сторони - $C=0,8 \times 1 \times C_h=0,8 C_h$; $W_e=0,21 \times 47 \times 0,8 C_h=7,9 C_h$

Для підвітрявої сторони $C=0,6 \times 1 \times C_h=0,6 C_h$; $W_e=0,21 \times 47 \times 0,6 C_h=5,9 C_h$

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

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

$\gamma_{fm} = 1,14$ при $T=100$ лет (п. 9.14, таблиця 9.1);

Для навітрявої сторони $W_m=1,14 \times 47 \times 0,8 C_h=42,86 C_h$

Для підвітрявої сторони $W_m=1,14 \times 47 \times 0,6 C_h=32,15 C_h$

Погонне вітрове навантаження, прикладене до перекриттів поверхів, обчислюємо в табличній формі.

Таблиця 2.4 – Вітрове навантаження

Висота (м)	Граничне значення, (Т/м ²)		Граничне навантаження на рівні перекриття, т/мп	
	навітряве	підвітряве	навітрява сторона	підвітрява сторона
0	0.064	-0.048	0.115	0.086
3	0.064	-0.048	0.096	0.072
6	0.064	-0.048	0.096	0.072
9	0.064	-0.048	0.096	0.072
12	0.064	-0.048	0.096	0.072
15	0.064	-0.048	0.096	0.072
18	0.071	-0.053	0.107	0.08
21	0.076	-0.057	0.114	0.086

Сейсмічний вплив. Сейсмічні навантаження визначалися відповідно до вимог ДБН В.1.1-12: 2006 - Будівництво в сейсмічних районах України. За заданням розрахункова сейсмічність майданчика будівництва дорівнює 7 балів, ґрунти II категорії за сейсмічними властивостями.

У відповідності зі спектральним методом розрахункові сейсмічні навантаження S_{ik} в k -ой точці будівлі за прийнятим напрямком сейсмічного впливу та i -му тону власних коливань визначалися за формулою:

$$S_{ki} = k_1 k_2 k_3 S_{0ki}, \quad S_{0ki} = Q_k a_0 k_{гр} \beta_i \eta_{ki},$$

де k_1 – коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі, прийнятий рівним 0,3;

k_2 – коефіцієнт відповідальності споруди, прийнятий рівним 1;

k_3 – коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів, прийнятий рівним

$$k_3 = 1 + 0,06(n - 5) = 1 + 0,06(6 - 5) = 1,06$$

a_0 – відносне прискорення ґрунту, прийнято рівним 0,1 для бальності 7;

$k_{гр}$ – коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунту, прийнятий рівним 1 для ґрунту 3 категорії за сейсмічними властивостями при бальності 7;

Q_k - вага ділянки будівлі, зосередженій в точці k , що визначається з урахуванням розрахункових навантажень на конструкції;

β_i - коефіцієнт динамічності, що відповідає i -му тону власних коливань будівлі і приймається згідно з графіками, наведеними в ДБН В.1.1-12: 2006;

η_{ik} - коефіцієнт, що залежить від форми деформації будівлі при власних коливаннях за i -му тону і від місця розташування навантаження.

При виконанні розрахунку маси формуються автоматично з вертикальних навантажень з урахуванням коефіцієнтів: 0,9 - для постійних навантажень; 0,8 - для тимчасових тривалих;

0,5 - для короткочасних.

Сейсмічні дії прикладаються по осях X і Y.

Вертикальні навантаження. РСУ і РСН.

Також для розрахунку ряду несучих елементів були визначені РСН сполучення завантажень

$$1: 1.1 * P_0 + 1.2 * D_L + 1.2 * K_p$$

$$2: 0.99 * P_0 + 0.96 * D_L + 0.6 * K_p + 1 * C_e 1, \text{ дин.} - CQC$$

3: $0.99 \cdot \text{По} + 0.96 \cdot \text{Дл} + 0.6 \cdot \text{Кр} - 1 \cdot \text{Се}1$, дин. - СС

4: $0.99 \cdot \text{По} + 0.96 \cdot \text{Дл} + 0.6 \cdot \text{Кр} + 1 \cdot \text{Се}2$, дин. - СС

5: $0.99 \cdot \text{По} + 0.96 \cdot \text{Дл} + 0.6 \cdot \text{Кр} - 1 \cdot \text{Се}2$, дин. - СС

Таблиця 2.5 – Завантаження

№ заван.	Вид навантаження	Характеристичне значення кгс/м ² (кгс/м)	Коефіц. на- дійності за навантаж.	Граничне значення кгс/м ² (кгс/м)
1	Постійна - власна вага несучих конструкцій		1,1	Визначається автоматично
	Стіни + парапет			
	- вага зовнішніх стін поверху висотою 3,0 м	(673)	1.1	(740)
	- вага парапету	(240)	1,1	(264)
	Конструкція підлоги і покриття	155	1,3	200
2	Перегородки Вага тимчасових перегородок	137	1,1	150
3	Короткочасна (повне нормативне значення)- у житлових приміщеннях	150	1,3	195
	– коридори, вестибюлі	300	1,2	360
	– офісні приміщення	400	1,2	480
	Снігова	88	1,14	100,32
4	Сейсмічна по Х	$k_1 = 0,3; k_2 = 1; k_3 = 1.06; a_0 = 0,1; k_{гр} = 1$		
5	Сейсмічна по Y			
6	Вітрова по Х	Характеристичне значення 47 кг/м ²		
7	Вітрова по Y			

Розрахунок моделі виконаний на основі і особливі сполучення навантажень. Коефіцієнти сполучень наведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 – Коефіцієнти сполучень навантажень для статичного і динамічного розрахунку комп'ютерної моделі з урахуванням сейсмічних впливів

Номер	Найменування	Сполучені коротко-часні	Знакозмінні	Взаємовиключні	Супроводжуючі	Відношення γ_{fm}/γ_{fe}	Доля тривалості	Коефіцієнти РСУ		
								1 голов-не	2 голов-не	3 особ-ливе
1	Постійна					1,1	1	1	1	0,9
2	Довготривала					1,3	1	1	0,95	0,8
3	Короткочасна					1,3	0,35	1	0,9	0,5
4	Сейсміка по X		1	1		1,0	0	0	0	1
5	Сейсміка по Y		1	1		1,0	0	0	0	1
6	Вітер по X		1	1		5,43	0	1	0,9	0,5
7	Вітер по Y		1	1		5,43	0	1	0,9	0,5
Примітка. Для завантажень і сформовані з навантажень №№ 1-3 з коефіцієнтами 0,9; 0,8; 0,5.										

2.5 Результати розрахунку

Модальний аналіз. Тривимірна динамічна модель є багатомасовою системою. Маса зосереджені в усіх вузлах розрахункової динамічної моделі будівлі.

Розрахунки динамічної моделі будівлі виконані відповідно до вимог ДБН В.1.1 -12: 2006 [5].

Для задоволення вимог ДБН [5] за сумою модальних мас, комп'ютерна модель будівлі була розрахована на 12 форм власних коливань.

Таблиця 2.7 – Модальний аналіз

Форма	Частота, Гц	Період, с	Сейсміка 1,маси,%	Сейсміка 2,маси,%
1	1.54	0.6507	30.3	19.2
2	2.4	0.4158	4.4	52.1
3	3.73	0.2683	36.7	0
4	6.27	0.1595	6	1.1
5	9.9	0.101	2.9	13.1
6	11.07	0.0903	1.2	0.6
7	11.35	0.0881	0	0.1
8	11.98	0.0835	0.1	0
9	12.25	0.0817	0.1	0
10	12.92	0.0774	1.8	1.2
11	13.41	0.0746	0	0
12	13.57	0.0737	1.8	1.8
Сума			85.3	89.2

Деформований стан будівлі.

У ДБН [5] горизонтальні переміщення у вигляді перекосів поверхів обмежуються і стосовно до розглянутої будівлі не повинні перевищувати 1/250 висоти поверху (див. Таблицю 2.8 [5]).

При обчисленні перекосів поверхів Δ використовувалася залежність

$$\Delta_k = \frac{U_k - U_{k-1}}{h_k} \quad (4.1)$$

де U_k, U_{k-1} - горизонтальні переміщення перекриттів суміжних поверхів;

h_k - висота поверху.

Результати розрахунків, наведені в таблиці 2.8 (дані величини, зворотні перекосам поверхів Δ_k), свідчать про те, що максимальні значення перекосів поверхів становлять - 1/1490 висоти поверху при сейсмічних впливах 7 балів, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/250.

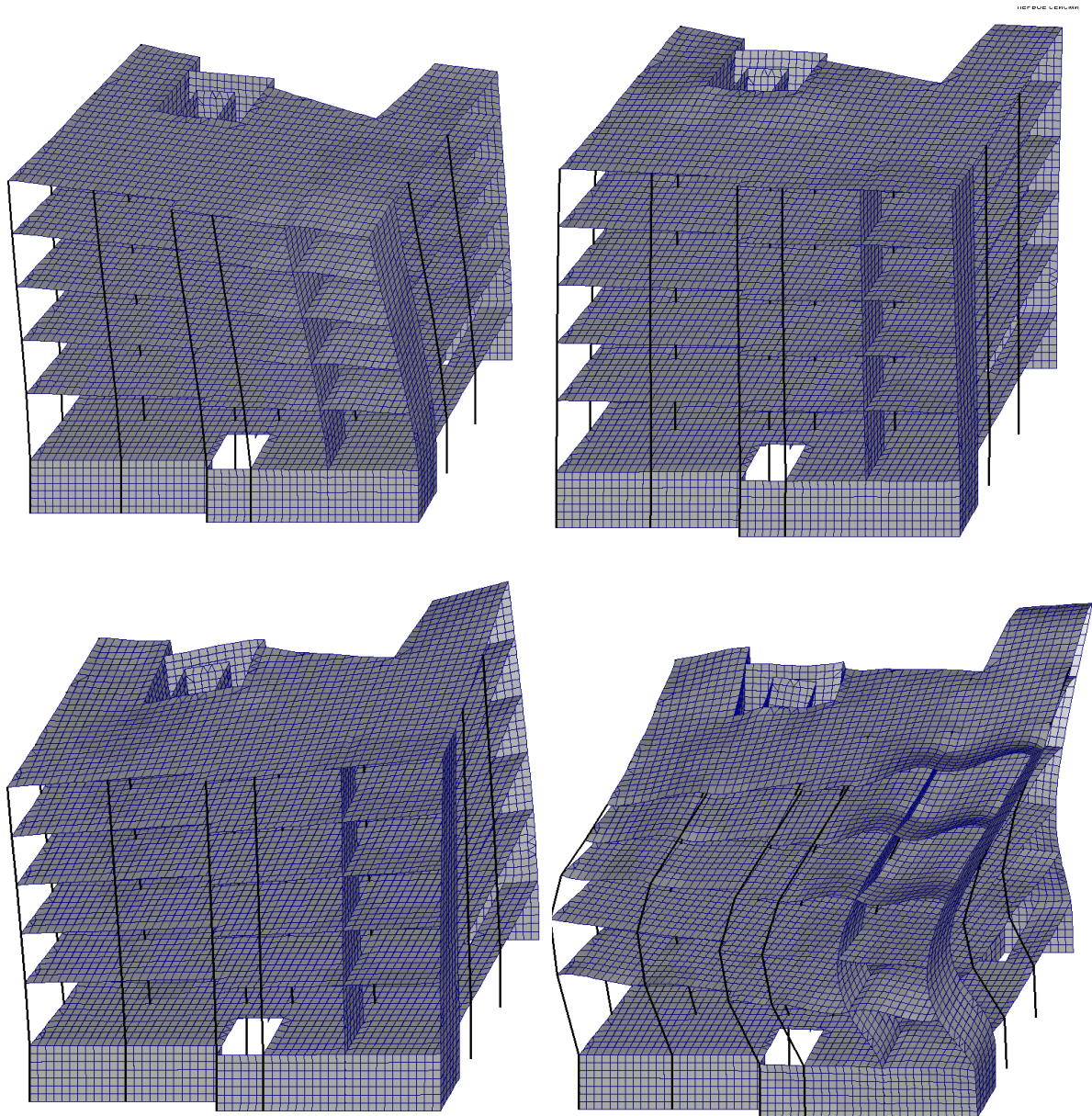


Рисунок 2.5 – Перші чотири форми власних коливань

Таблиця 2.8 –Перекоси поверхів

N	Висота(м)	Завантаження	Форма/ комбінація	Перекося	1 / Перекося
Поверх №1, Н=3.5 м, відм. верху +3.500					
1		Сейсміка 1	СQC	6.64e-005	1.51e+004
2		Сейсміка 2	СQC	5.53e-005	1.81e+004
Поверх №2, Н=4.2 м, відм. верху +7.700					
3		Сейсміка 1	СQC	0.00045	2.22e+003
4		Сейсміка 2	СQC	0.000368	2.72e+003
Поверх №3, Н=3.3 м, відм. верху +11.000					
5		Сейсміка 1	СQC	0.000621	1.61e+003
6		Сейсміка 2	СQC	0.000464	2.15e+003
Поверх №4, Н=3.3 м, відм. верху +14.300					
7		Сейсміка 1	СQC	0.000671	1.49e+003
8		Сейсміка 2	СQC	0.000493	2.03e+003
Поверх №5, Н=3.3 м, відм. верху +17.600					
9		Сейсміка 1	СQC	0.00067	1.49e+003
10		Сейсміка 2	СQC	0.000499	2e+003
Поверх №6, Н=3.3 м, відм. верху +20.900					
11		Сейсміка 1	СQC	0.000622	1.61e+003
12		Сейсміка 2	СQC	0.000443	2.26e+003

2.6 Розрахунок і конструювання монолітного залізобетонного безригельного перекриття

Підбір армування проводиться для прямокутного перерізу шириною 1 м, висотою 0,2 м. Бетон класу В25, Арматура класу А400С

Арматура в плиті підбирається як для згинального залізобетонного елемента прямокутного перерізу з розмірами $b \times h$ за формулами:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} \leq \alpha_R ; \quad (1)$$

$$A_s^{тр} = \frac{M_i}{R_s \nu h_0} , \quad (2)$$

де α_R – граничне значення α_m , визначається за табл (для бетону В25 і арматури А400С $\alpha_R=0,422$);

ν – відносне плече внутрішньої пари сил, приймається за табл.4 додатків в залежності від α_m ;

M_i – згинаючий момент в перерізі, $\kappa H \times cм$ ($1 \kappa H \times cм = 100 \kappa H \times cм$);

A_s^{mp} – необхідна площа перерізу арматури на даній смузі плити, cm^2 .

где $R_s = 355 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір розтягуванню для арматури класу А400С

$R_b = 14,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір осьовому стиску для бетону класу В25.

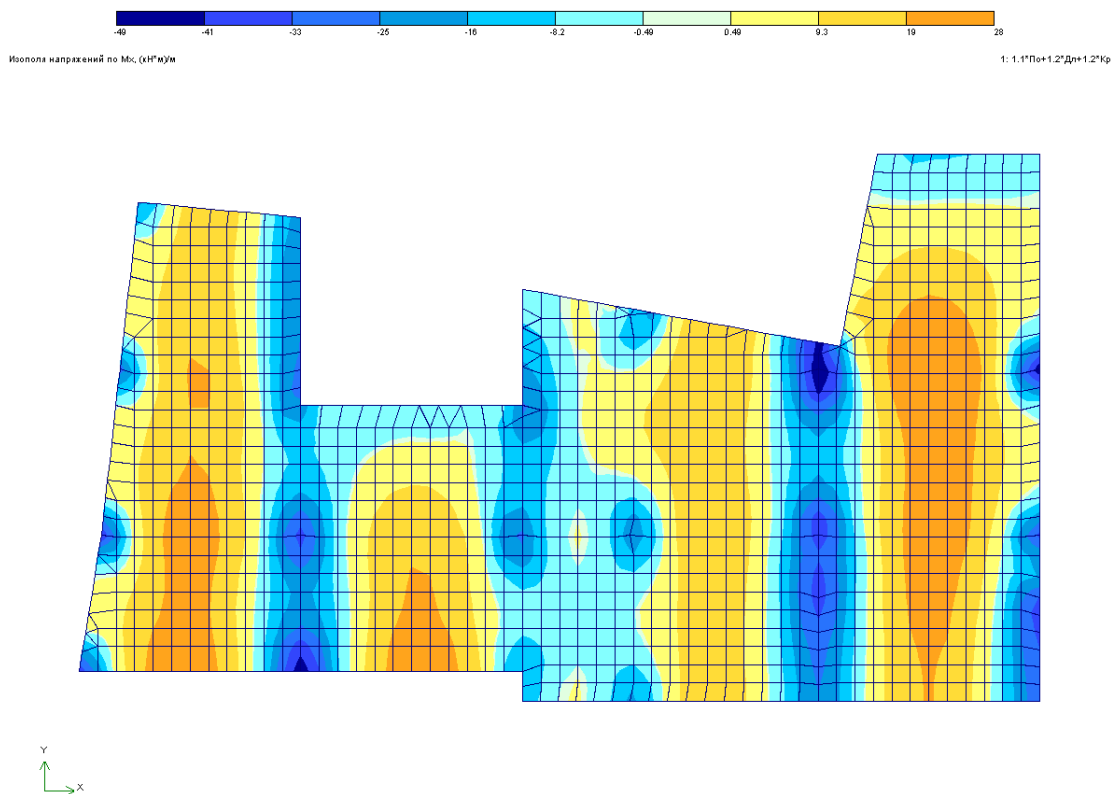


Рисунок 2.6 – Ізополя напружень по Мх (Кн*м/м)

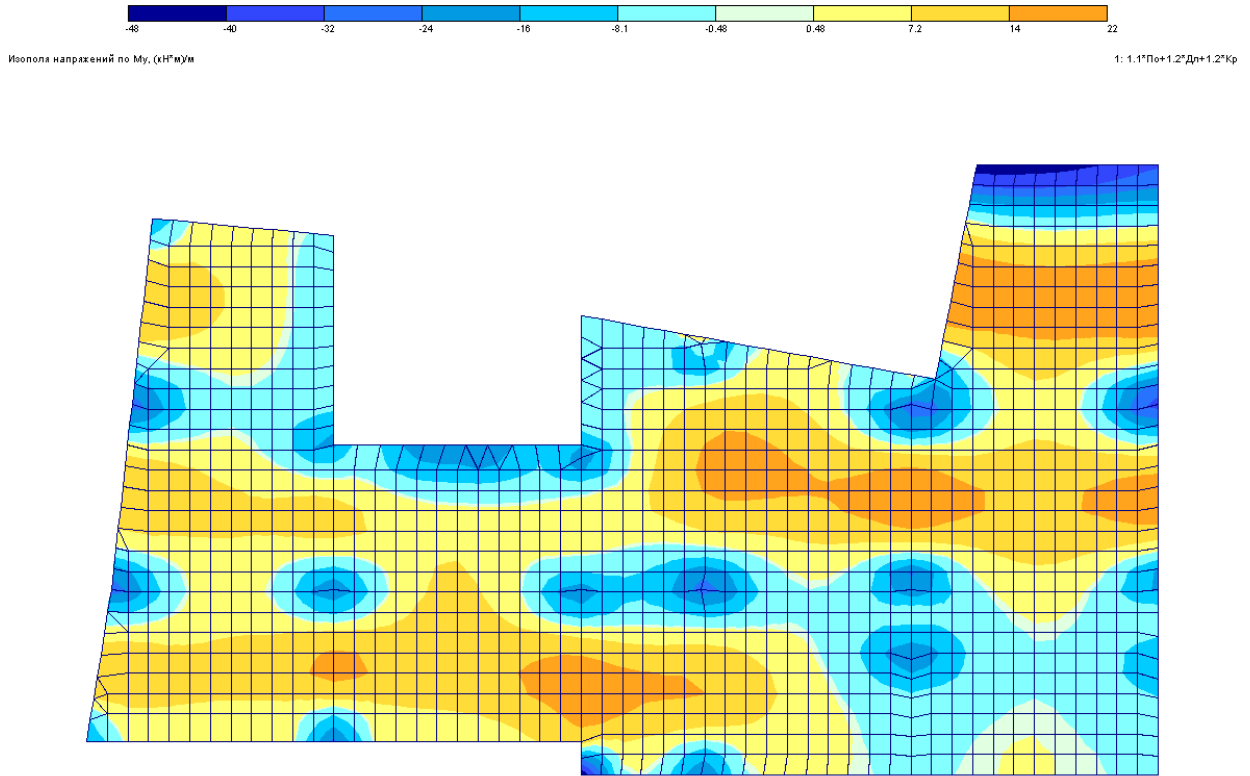


Рисунок 2.7 – Ізопола напружень по M_x (кН*м/м)

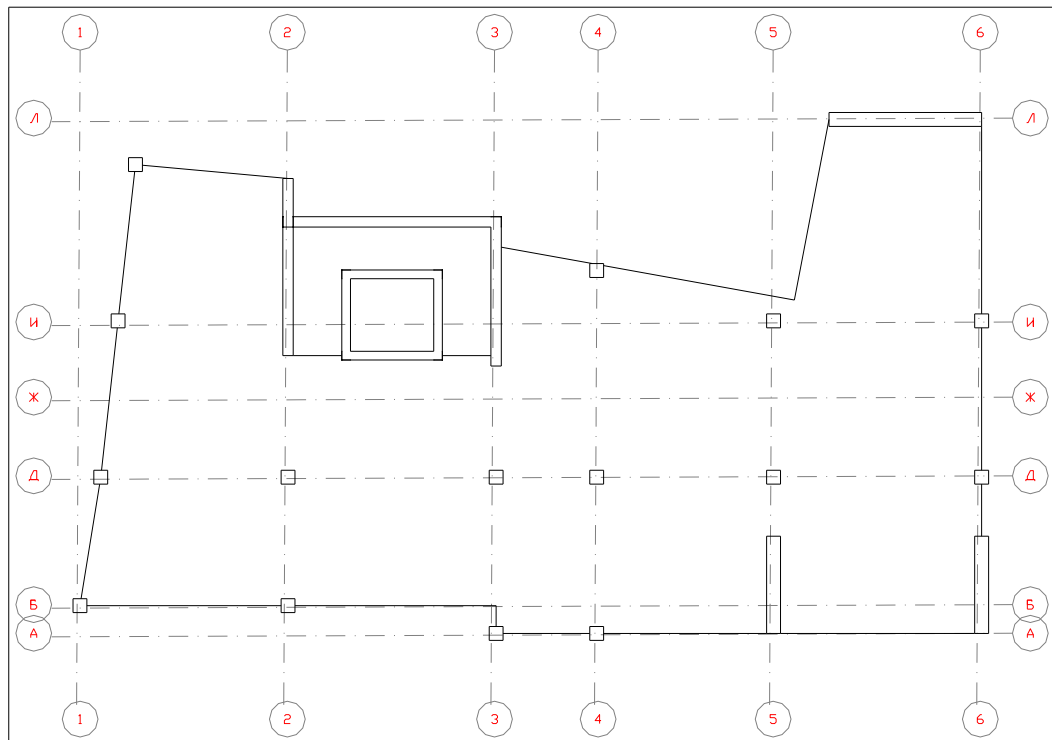


Рисунок 2.8 – Схема розташування вертикальних несучих елементів

Визначення армування вздовж осі Х. Визначення Верхнього армування вздовж осі Х.

Основне армування

Відповідно до рис. 2.6. переважне значення згинального моменту $M_x = 20 \text{ Кн} \cdot \text{м} / \text{м}$

За формулою 1

$$\alpha_m = \frac{20 \times 100}{14,5 \times 0,1 \times 0,9 \times 100 \times 17,5^2} = 0,05 < \alpha_R = 0,422$$

При $\alpha_m = 0,05$ $\nu = 0,974$

За формулою 2

$$A_s^{\text{ТР}} = \frac{20 \times 100}{355 \times 0,1 \times 0,974 \times 17,5} = 3,31 \text{ см}^2,$$

Необхідна площа перерізу арматури вздовж осі Х $A_s = 3,31 \text{ см}^2$.

При кроці стержнів $s = 200 \text{ мм}$ (при такому кроці в 1 м.п. поміститься 5 стержнів).

По сортаменту стержневої і дротяної арматури за отриманою площею знаходимо діаметр стержнів 10 мм класу А400С, для якого $A_s^5 = 3,93 \text{ см}^2 > 3,31 \text{ см}^2$.

Додаткове армування

Відповідно до рис. 2.6. в приопорних ділянках переважне значення згинального моменту $M_x = 40 \text{ Кн} \cdot \text{м} / \text{м}$

За формулою 1

$$\alpha_m = \frac{40 \times 100}{14,5 \times 0,1 \times 0,9 \times 100 \times 17,5^2} = 0,1 < \alpha_R = 0,422$$

При $\alpha_m = 0,01$ $\nu = 0,948$

За формулою 2

$$A_s^{\text{ТР}} = \frac{40 \times 100}{355 \times 0,1 \times 0,948 \times 17,5} = 6,79 \text{ см}^2,$$

Необхідна площа перерізу додаткової арматури вздовж осі Х в приопорних ділянках з урахуванням основного армування дорівнює $A_s^{\text{ТР}} = 6,79 - 3,93 = 2,86 \text{ см}^2$.

При кроці стержнів $s = 200$ мм (при такому кроці в 1м.п. поміститься 5 стержнів).

По сортаменту стержневої і дротяної арматури за отриманою площею знаходимо діаметр стержнів 10 мм класу А400С, для якого $A_s^5 = 3,93 \text{ см}^2 > 2,86 \text{ см}^2$.

Визначення Нижнього армування вздовж осі Х.

Основне армування.

Відповідно до рис. 2.6. переважне значення згинального моменту $M_x = 15 \text{ Кн} \cdot \text{м} / \text{м}$

За формулою 1

$$\alpha_m = \frac{15 \times 100}{14,5 \times 0,1 \times 0,9 \times 100 \times 17,5^2} = 0,038 < \alpha_R = 0,422$$

При $\alpha_m = 0,038 \nu = 0,98$

За формулою 2

$$A_s^{\text{тр}} = \frac{15 \times 100}{355 \times 0,1 \times 0,98 \times 17,5} = 2,46 \text{ см}^2,$$

Необхідна площа перерізу арматури вздовж осі Х $A_s = 2,46 \text{ см}^2$.

При кроці стержнів $s = 200$ мм (при такому кроці в 1м.п. поміститься 5 стержнів).

По сортаменту стержневої і дротяної арматури за отриманою площею знаходимо діаметр стержнів 8 мм класу А400С, для якого $A_s^5 = 2,51 \text{ см}^2 > 2,46 \text{ см}^2$.

Додаткове армування

Відповідно до рис. 2.6. в приопорних ділянках переважне значення згинального моменту $M_x = 25 \text{ Кн} \cdot \text{м} / \text{м}$

За формулою 1

$$\alpha_m = \frac{25 \times 100}{14,5 \times 0,1 \times 0,9 \times 100 \times 17,5^2} = 0,063 < \alpha_R = 0,422$$

При $\alpha_m = 0,063 \nu = 0,967$

За формулою 2

$$A_s^{TP} = \frac{25 \times 100}{355 \times 0,1 \times 0,967 \times 17,5} = 4,16 \text{ см}^2,$$

Необхідна площа перерізу додаткової арматури вздовж осі X в приопорних ділянках з урахуванням основного армування дорівнює $A_s^{TP} = 4,16 - 2,46 = 1,7 \text{ см}^2$.

При кроці стержнів $s = 200$ мм (при такому кроці в 1 м.п. поміститься 5 стержнів).

По сортаменту стержневої і дротяної арматури за отриманою площею знаходимо діаметр стержнів 8 мм класу A400C, для якого $A_s^5 = 2,51 \text{ см}^2 > 1,7 \text{ см}^2$.

Визначення армування вздовж осі У. Верхнє армування вздовж осі У приймається аналогічним з армуванням по осі X.

Визначення Нижнього армування вздовж осі У.

Основне армування.

Відповідно до рис. 2.7. переважне значення згинального моменту $M_x = 12 \text{ Кн} \cdot \text{м} / \text{м}$

За формулою 1

$$\alpha_m = \frac{12 \times 100}{14,5 \times 0,1 \times 0,9 \times 100 \times 17,5^2} = 0,03 < \alpha_R = 0,422$$

При $\alpha_m = 0,038$ $\nu = 0,985$

За формулою 2

$$A_s^{TP} = \frac{12 \times 100}{355 \times 0,1 \times 0,985 \times 17,5} = 1,96 \text{ см}^2,$$

Необхідна площа перерізу арматури вздовж осі У $A_s = 1,96 \text{ см}^2$.

При кроці стержнів $s = 200$ мм (при такому кроці в 1 м.п. поміститься 5 стержнів).

По сортаменту стержневої і дротяної арматури за отриманою площею знаходимо діаметр стрижнів 8 мм класу A400C, для якого $A_s^5 = 2,51 \text{ см}^2 > 1,96 \text{ см}^2$.

Додаткове армування.

Відповідно до рис. 2.7. в приопорних ділянках переважне значення згинального моменту $M_x = 20 \text{ кН} \cdot \text{м} / \text{м}$

За формулою 1

$$\alpha_m = \frac{20 \times 100}{14,5 \times 0,1 \times 0,9 \times 100 \times 17,5^2} = 0,05 < \alpha_R = 0,422$$

При $\alpha_m = 0,05$ $\nu = 0,974$

По формуле 2

$$A_s^{\text{тр}} = \frac{20 \times 100}{355 \times 0,1 \times 0,974 \times 17,5} = 3,31 \text{ см}^2,$$

Необхідна площа перерізу додаткової арматури вздовж осі У в приопорних ділянках з урахуванням основного армування дорівнює $A_s^{\text{тр}} = 3,31 - 2,51 = 0,8 \text{ см}^2$.

Необхідна площа перерізу арматури вздовж осі Х $A_s = 0,8 \text{ см}^2$.

При кроці стержнів $s = 200$ мм (при такому кроці в 1 м.п. поміститься 5 стержнів).

По сортаменту стержневої і дротяної арматури за отриманою площею знаходимо діаметр стержнів 6 мм класу А400С, для якого $A_s^5 = 1,42 \text{ см}^2 > 0,8 \text{ см}^2$.

Розрахунок плити на продавлювання.

Розрахунок на продавлювання плитних конструкцій (без поперечної арматури) від дії сил, рівномірно розподілених на обмеженій площі, повинен проводитися з умови:

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_o, \quad (3)$$

где F — продавливающая сила в уровне перекрытия второго этажа по рис.2.9 будет равна $1176 - 928 = 248 \text{ кН}$

α — коефіцієнт, що дорівнює для бетону:

важкого 1,00

дрібнозернистого 0,85

легкого 0,80

u_m — середньоарифметичне значення периметрів верхнього і нижнього основ піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу.

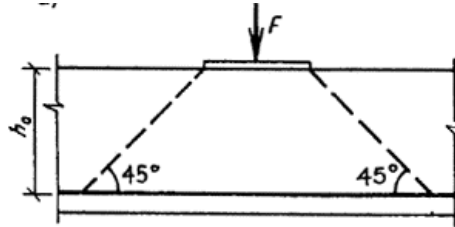


Рисунок 2.9 – Схема піраміди продавлювання

Для розрахунку на продавлювання обрана ділянка на перетині вісей 4-Д (Рис. 2.9) продавлювальна сила визначається за розрахунковою схемою:

Для колони перерізом 400x400 мм

$$u_m = (400 \times 4 + 800 \times 4) / 2 = 2400 \text{ мм} = 240 \text{ см}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_o = 1 \times 1,05 \times 0,1 \times 240 \times 17,5 = 441 \text{ кН}$$

$$\text{Таким чином } F = 248 \text{ кН} < \alpha R_{bt} u_m h_o = 441 \text{ кН}$$

Міцність забезпечена армування приймається конструктивно.

2.7 Розрахунок і конструювання залізобетонної колони

Перетин колони 0,4x0,4 м, поздовжнє зусилля $N = 1398.232$ кН, згинаючий момент $M = 6,844$ кНхм, $R_s = 355$ МПа – розрахунковий опір розтягуванню для арматури класу A400C, $R_b = 14,5$ МПа – розрахунковий опір осьовому стиску для бетону класу B25 ;

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6.84}{1398.2} = 0,005 \text{ м}$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см}$$

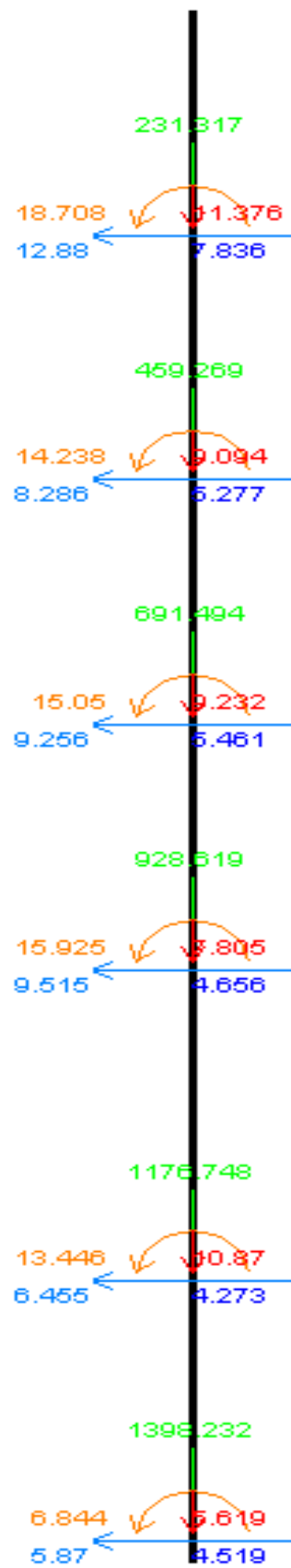


Рисунок 2.10 –Значення внутрішніх зусиль в колонах від РСН1

$$e_a = \frac{L}{600} = \frac{350}{600} = 0,583 \text{ см}$$

Задаємося відсотком армування $\mu = 1\%$, (коефіцієнт $\mu = 0,01$) і обчислюємо

$$\alpha_0 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365 \times 0,1}{14,5 \times 0,1 \times 0,9} = 0,28$$

При $\lambda = l_0/h = 350 \times 0,7/40 = 6,125$ коефіцієнт $\varphi_b = 0,92$ і, пропонуючи, що $A_{ms} < (A_s + A'_s)/3$ $\varphi_r = 0,92$, а коефіцієнт φ за формулою

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha_0 = 0,92 + 2(0,92 - 0,92) \times 0,28 = 0,92 = \varphi_r = 0,92$$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури

$$(A_s + A'_s) = \frac{N}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{1398}{0,92 \times 1 \times 365 \times 0,1} - 40 \times 40 \times \frac{14,5 \times 0,1 \times 0,9}{365 \times 0,1} = 41,63 - 57,2 = -$$

15,57 см²

Армування приймаємо конструктивно 4Ø16 А400С

2.8 Розрахунок і конструювання залізобетонної діафрагми жорсткості по осі «Л»

Товщина діафрагми жорсткості 0,3 м, поздовжнє зусилля $N = 1398,232$ кН, згинаючий момент $M = 6,844$ кНхм, $R_s = 355$ МПа - розрахунковий опір розтягуванню для арматури класу А400С, $R_b = 14,5$ МПа - розрахунковий опір осьовому стиску для бетону класу В25.

Розрахунок діафрагми був проведений в програмі МОНОМАХ. Діафрагма по осі «Л» була розрахована в прикладній програмі Розріз (стіна). У відповідності з проведеним розрахунком (ізополя армування діафрагми наведені на 0-0) було підібране вертикальне армування Ø16 А400С кроком 200 мм, горизонтальне армування Ø12 А400С кроком 200 мм.

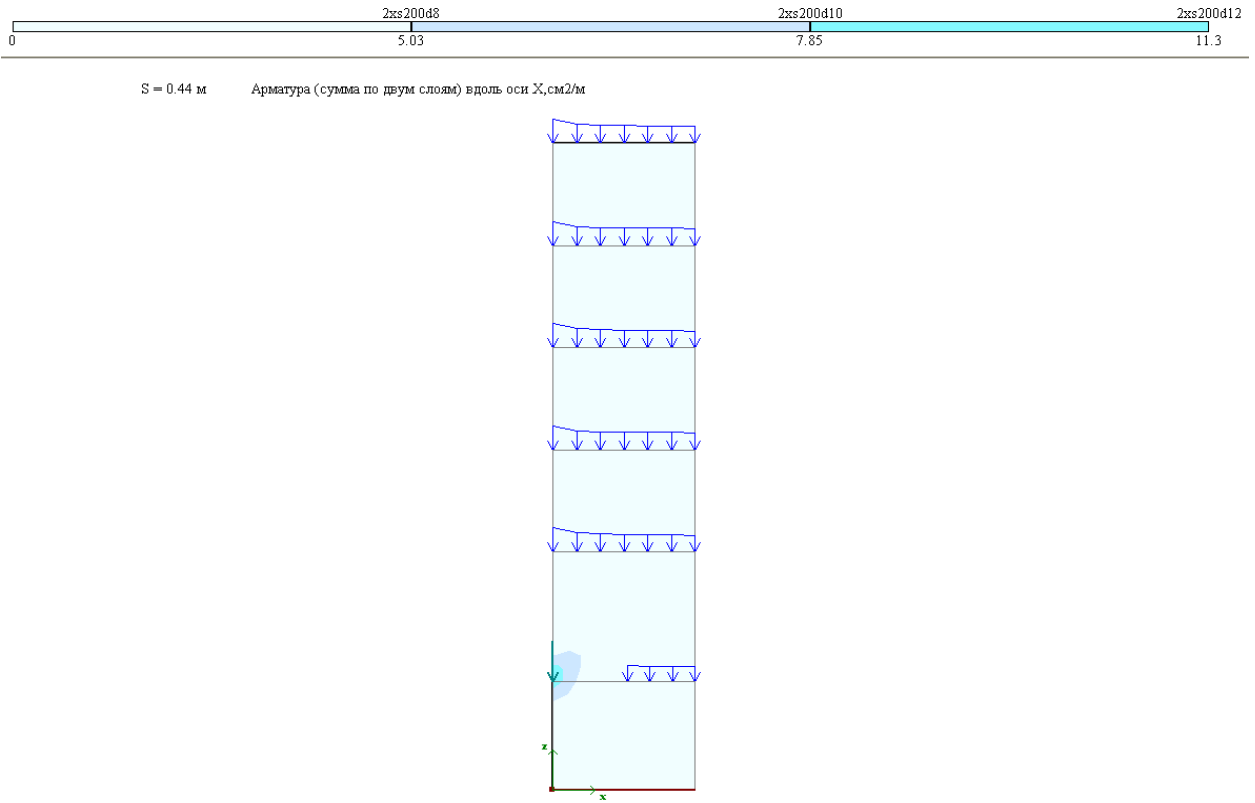


Рисунок 2.11 – Арматура диафрагмы жесткости уздовж осі X см²/м

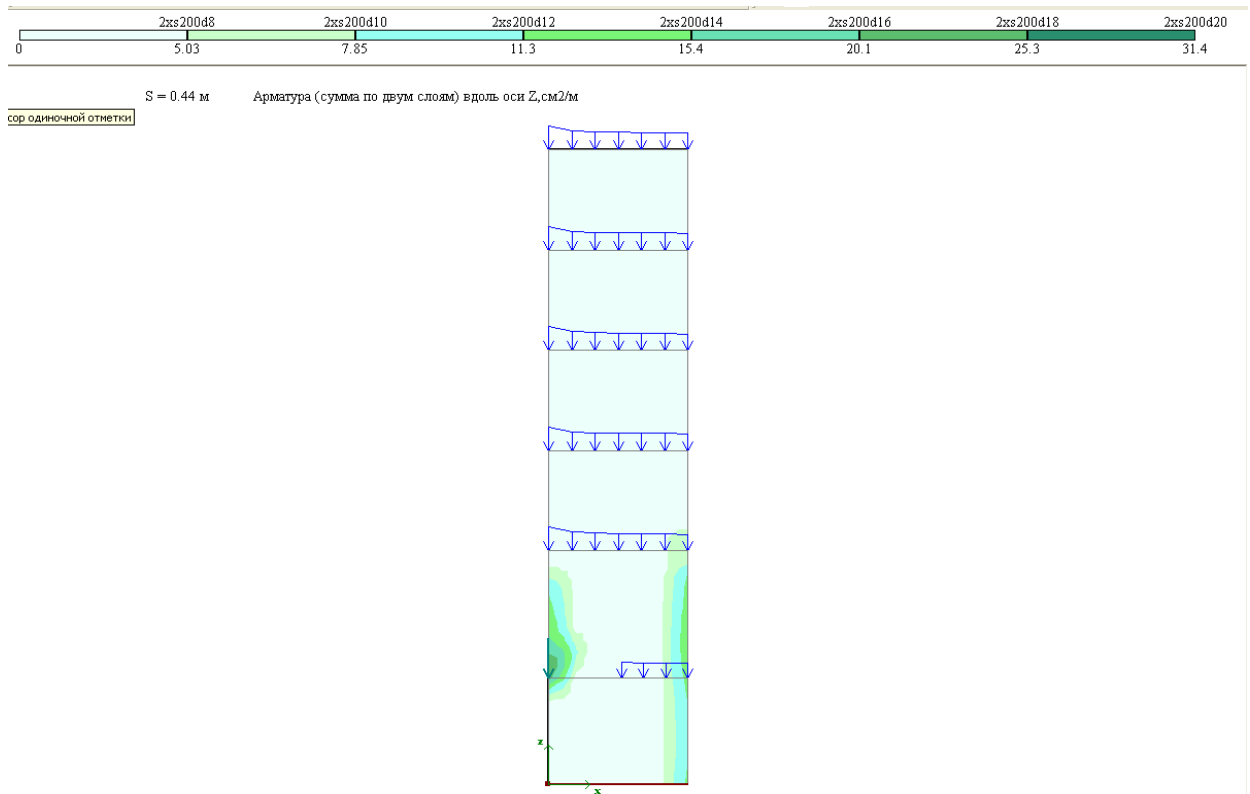


Рисунок 2.12 – Арматура диафрагмы жесткости вздовж осі Z см²/м

Висновки до розділу 2

1. Досліджувана будівля розмірами в плані 26x14,8 м і висотою 20,9 м, запроектована за схемою безригельного каркасу. Елементами, що сприймають горизонтальне навантаження служать колони перерізом 400x400 мм, і діафрагми і ядра жорсткості. Стіни ліфта товщиною 200 мм, решта діафрагми товщиною 300 мм. Сходові марші і міжповерхові майданчики виконані з монолітного залізобетону товщиною 200 мм.

2. Відповідно до класифікації ґрунтів за результатами інженерно-геологічних вишукувань і таблицею 1.1 ДБН В.1.1-12: 2006 [5] ґрунти майданчика будівництва необхідно віднести до другої категорії за сейсмічними властивостями.

3. Розрахунки комп'ютерної 3Д-моделі виконані за допомогою програмного комплексу «МОНОМАХ». Розрахункова схема, прийнята у вигляді просторової системи, відображає конструктивне рішення розглянутої будівлі і включає стрижневі й пластинчасті (оболонкові) кінцеві елементи.

4. Визначено навантаження та впливи на будівлю, що розраховується. Розрахунок моделі виконаний на основні і особливі сполучення навантажень.

5. Для задоволення вимог ДБН [5] за сумою модальних мас, комп'ютерна модель будівлі була розрахована на 12 форм власних коливань. Результати розрахунків свідчать про те, що максимальні значення перекосів поверхів становлять - 1/1490 висоти поверху при сейсмічних впливах 7 балів, що не перевищує допустиме значення, рівне 1/250.

6. Здійснено конструювання та розрахунок наступних конструктивних елементів – монолітного залізобетонного безригельного перекриття, залізобетонної колони та залізобетонної діафрагми жорсткості.

3 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1 Конструктивна характеристика будівлі

Конструктивна схема будівлі - каркасна. Конструкції вирішені в монолітному залізобетоні.

Будівля складається з 3 зблокованих частин:

- Блок «А» - 5-ти поверховий.
- Блок «Б» - 1 поверховий.
- Блок «В» - 1 поверховий.

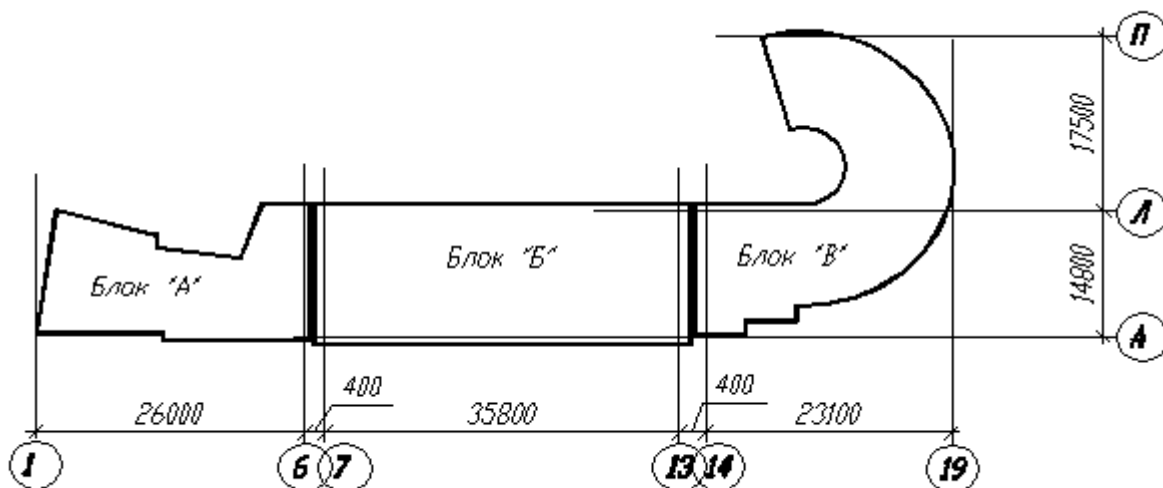


Рисунок 3.1 – Схема блокування

Будівля в залежності від чутливості до нерівномірних осідань основи відноситься до відносно жорстких.

Величини граничних деформацій земної поверхні:

- - Відносна різниця осідання $(\Delta S/L)_n=0,002$;
- Максимальне осідання $S_{\max,n}=10$ см.

3.2 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

Майданчик будівництва розташований в південно-східній частині м. Одеси. Рельєф ділянки нерівний з падінням на схід, ухил $1 \div 1,5\%$. В районі майданчика будівництва підземних виробок не виявлено. Ґрунтові води не виявлені. Літологічні, генетичні та фізико-механічні характеристики інженерно-геологічних елементів представлені в таблиці 3.1.

Обчислимо деякі фізико-механічні характеристики:

а) щільність ґрунтів у сухому стані ρ_d і розподілимо за ущільненням.

$$\rho_{d1} = \frac{1.72}{1+0.21} = 1.42 \text{ г/см}^3 \text{ - середньоущільнений;}$$

$$\rho_{d2} = \frac{1.76}{1+0.18} = 1.49 \text{ г/см}^3 \text{ - середньоущільнений;}$$

$$\rho_{d3} = \frac{1.82}{1+0.16} = 1.57 \text{ г/см}^3 \text{ - середньоущільнений;}$$

$$\rho_{d4} = \frac{1.94}{1+0.18} = 1.64 \text{ г/см}^3 \text{ - слабоущільнений.}$$

б) число пластичності, $I_{p3} = W_L - W_p$

$$I_{p1} = 0,24 - 0,18 = 0,06;$$

$$I_{p2} = 0,31 - 0,22 = 0,09;$$

$$I_{p3} = 0,33 - 0,24 = 0,09;$$

$$I_{p4} = 0,44 - 0,21 = 0,23.$$

в) число текучості $I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$;

$$I_{L1} = \frac{0,21 - 0,18}{0,24 - 0,18} = 0,23 \text{ - пластичний;}$$

$$I_{L2} = \frac{0,18 - 0,22}{0,31 - 0,22} = -0,44 \text{ - твердий;}$$

$$I_{L3} = \frac{0,16 - 0,24}{0,33 - 0,24} = -0,89 \text{ - твердий;}$$

$$I_{L5} = \frac{0,18 - 0,21}{0,44 - 0,21} = -0,13 \text{ - твердий.}$$

г) пористість ґрунту $n = 1 - \frac{p_d}{p_s}$:

$$n_1 = 1 - \frac{1,42}{2,57} = 44,7\%$$

$$n_2 = 1 - \frac{1,49}{2,59} = 42,5\%$$

$$n_3 = 1 - \frac{1,57}{2,68} = 41,4\%$$

$$n_4 = 1 - \frac{1,64}{2,71} = 39,5\%$$

Оскільки в інженерно-геологічній будові ґрунтів основ майданчика будівництва відсутні лесові ґрунти, оцінку просідання ґрунтів виконувати не потрібно.

3.3 Визначення навантаження на фундамент

Навантаження на фундамент визначалися з використанням навчальної версії програми «Мономах». Для розрахунку прийняті наступні розрахункові сполучення навантажень (табл. 3.2).

Таблиця 3.2 – Розрахункові сполучення навантажень

№ п/п	Назва завантаження	Розрахункові коефіцієнти для		
		РСН 1	РСН 2	РСН 3
1	Постійне	1	1	1
2	Довготривале	1	1	1
3	Короткочасне	1	1	1
4	Сейсміка 1		1	
5	Сейсміка 2			1

Таблиця 3.1 – Літологічні, генетичні та фізико-механічні характеристики інженерно-геологічних елементів

№	Найменування інженерно-геологічних елементів	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	w	w _L	w _p	J _p	J _L	n, %	E _{s1} при σ_{zg} , кПа					E ₀ МПа	ϕ	C кПа	P _{s1} кПа
											50	100	150	200	250				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1.	Супісь пилувата Qd1	2.57	1.72	1.42	0.21	0.24	0.18	0.06	0.23	44.7	0.008	0.011	0.015	0.018	0.023	6.5 5,0	24 20	14 9	80
2.	Суглинок пилуватий Qd1	2.59	1.76	1.49	0.18	0.31	0.22	0.09	-0.44	42.5						7.5	19	17	-
3.	Суглинок красно-бурий Qd1	2.68	1.82	1.57	0.16	0.33	0.24	0.09	-0.84	41.4						15.5	16	29	-
4.	Глина червоно-бура Pq	2.71	1.94	1.64	0.18	0.44	0.21	0.23	-0.13	39.5						22.6	15	56	-

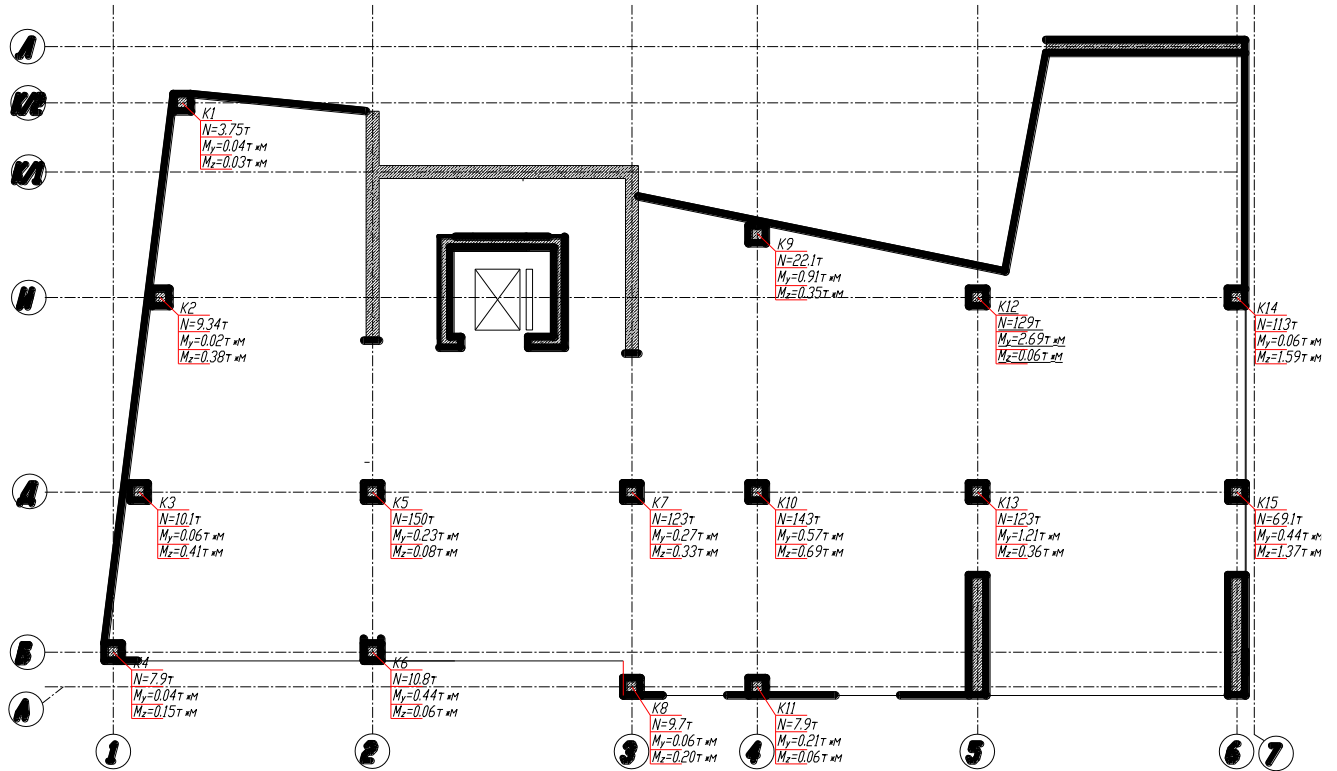


Рисунок 3.2 – Навантаження на фундамент від РСН 1

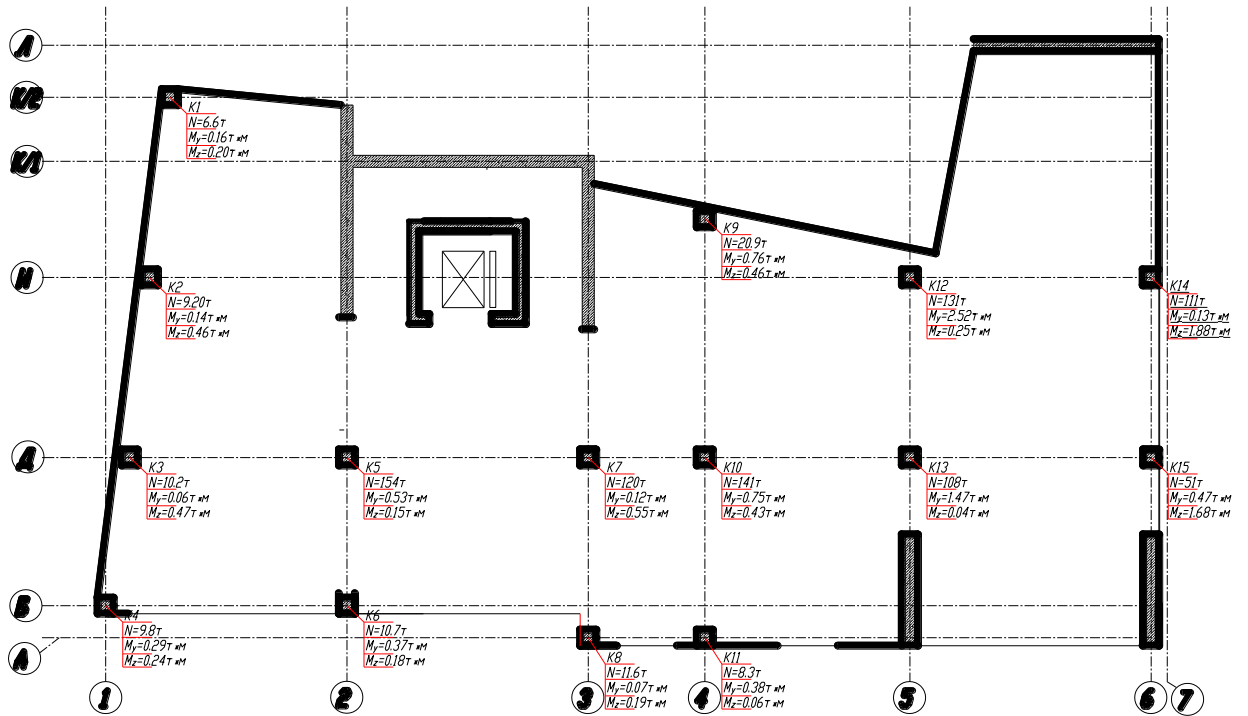


Рисунок 3.3 – Навантаження на фундамент від РСН 2

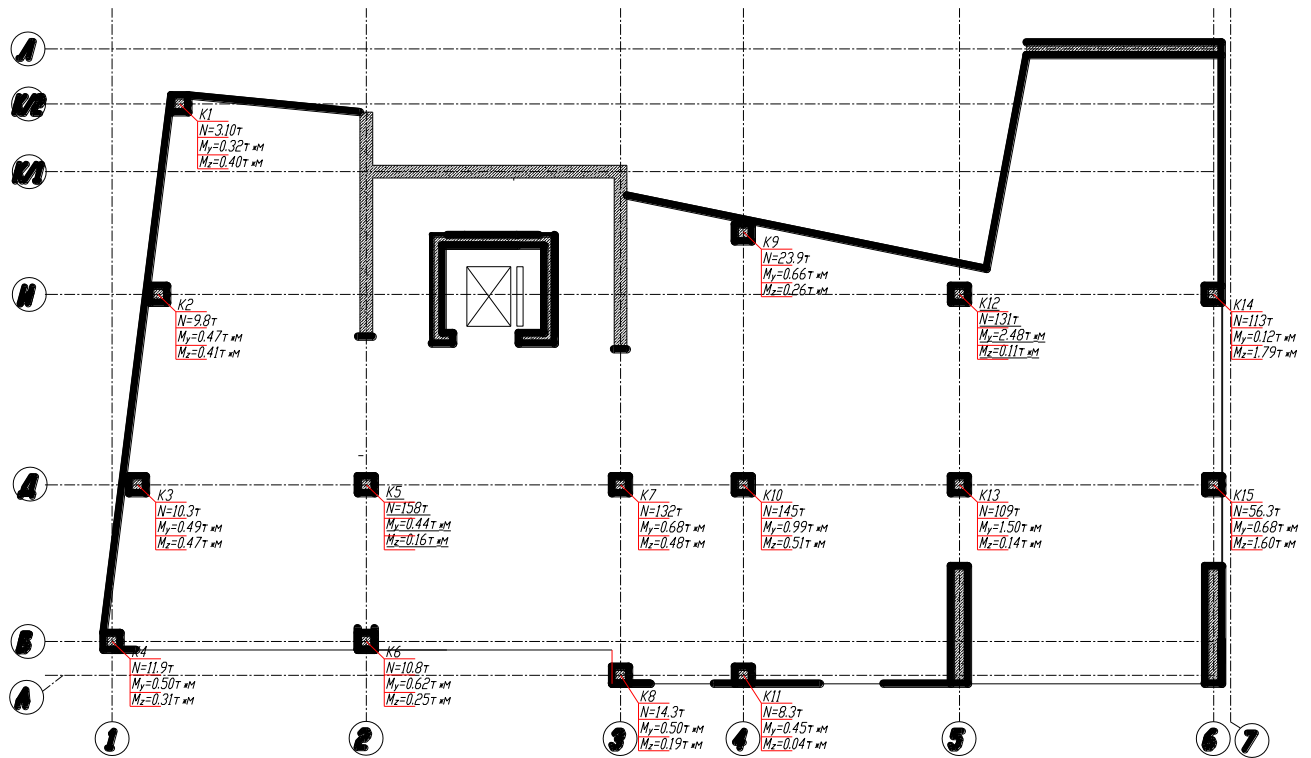


Рисунок 3.4 – Навантаження на фундамент від РСН 3

3.4 Варіанти влаштування фундаментів

Розглянемо два варіанти влаштування фундаментів під колони крайнього ряду K11 і середнього ряду K5 (рис. 3.5).

І варіант. Стовпчастий фундамент на основі, ущільненому важкими трамбовками діаметром 1,5 м вагою 50 кН шляхом скидання її з висоти $\geq 6,5$ м. Щільність сухого ґрунту після ущільнення повинна бути не менше $\rho_d = 1.65$ г/см³. Зона достатнього ущільнення ($\rho_d \geq 1.6$ г/см³) при цьому становить 2,7 м.

ІІ варіант. Фундамент з призматичних паль завдовжки 15 м. Забиваються дизель-молотом

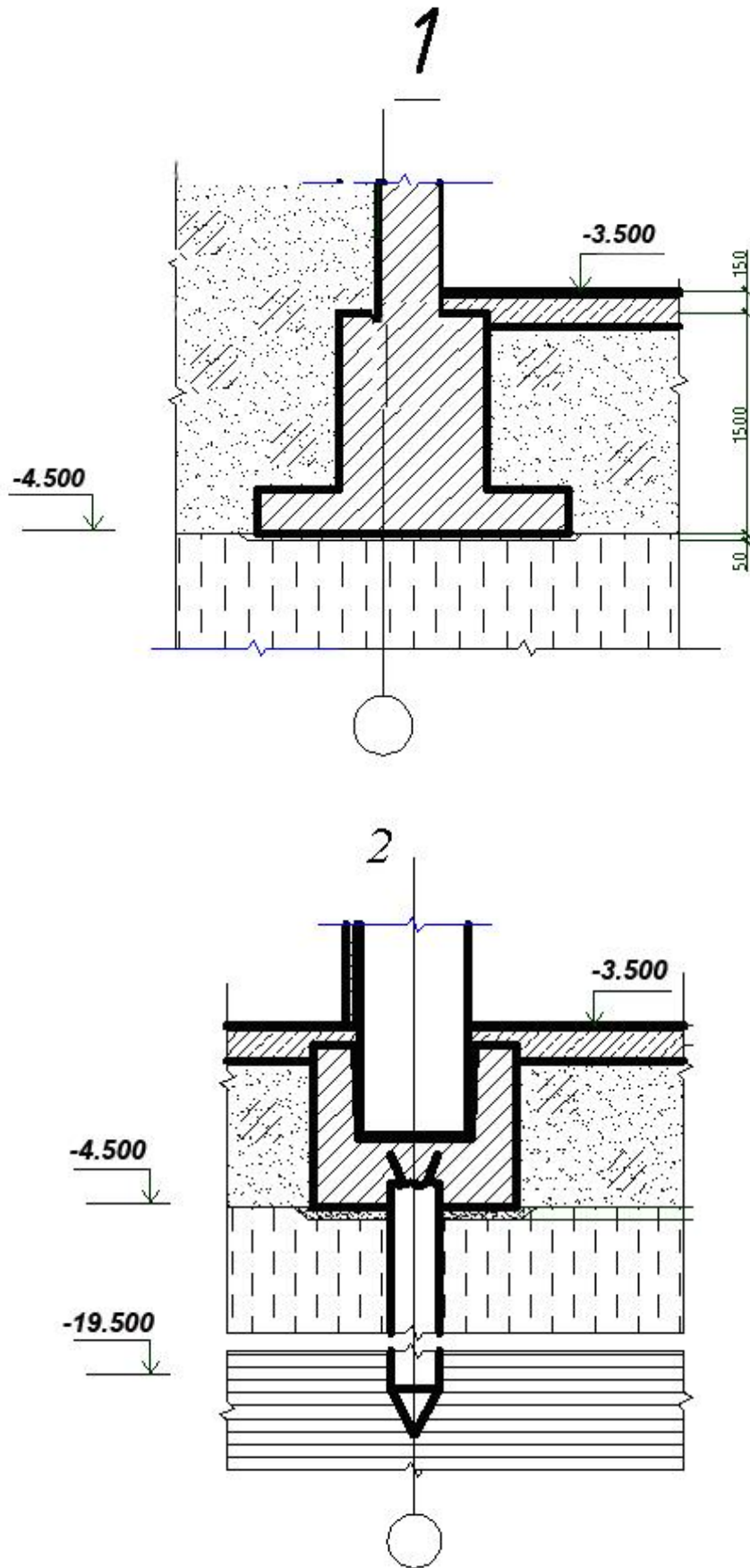


Рисунок 3.5 – Варіанти влаштування фундаментів

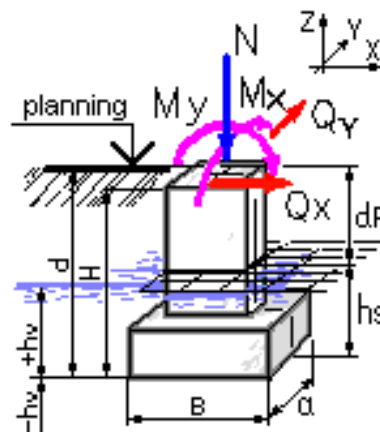
3.5 Розрахунок стовпчастих фундаментів

Визначення глибини закладення фундаментів. Оскільки в будівлі є підвал то, керуючись положеннями СНіП 2.02.01-83 «Основи будівель і споруд» приймаємо позначку підшви фундаментів нижче позначки підлоги підвалу більше 0,5 м.

Визначення розмірів підшви фундаменту. Визначимо розміри підшви фундаменту використовуючи навчальну версію комп'ютерної програми «Фундамент» версія 12.4.

Розрахунок виконаний для крайньої колони К14 і для середньої колони К5.

Початкові дані:



Тип ґрунту в основі фундаменту:

пилувато-глинисті, великоуламкові з пилувато-глинистим заповнювачем $0.25 < IL < 0.5$.

Тип розрахунку:

підбір уніфікованої підшви по серії 1.412-1.

спосіб розрахунку

- розрахунок основи за деформаціями;
- розрахунок за міцністю ґрунтової основи.

Вихідні дані для розрахунку:

Питома вага ґрунту (G) 1,72 тс / м³

Кут внутрішнього тертя (Fi) 24 °

Питоме зчеплення ґрунту (C) 14 тс / м²

Рівень ґрунтових вод (Hv) -20 м

Висота фундаменту (H) 1 м

Висота ґрунту до підосви в підвалі (hs) 1 м

Тиск від 1 м² підлоги підвалу (Pr) 0,2 тс / м²

Глибина підвалу (dp) 2,6 м

Ширина підвалу (Bp) 10 м

Усереднений коефіцієнт надійності за навантаженням 1,15

Розрахункові навантаження – в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Розрахункові навантаження

Найменування	Величина	
	Средня колона	Крайня колона
N	158 тс	129 тс
My	0,44 тс*м	2,69 тс*м
Qx	0 тс	0 тс
Mx	0,16 тс*м	0,06 тс*м
Qy	0 тс	0 тс
q	0 тс/м ²	0 тс/м ²

Результати розрахунку крайнього фундаменту:

Максимальні розміри підосви з розрахунку за деформаціями:

$$a = 1,5 \text{ м}, b = 1,5 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи 214,84 тс / м²

Максимальна напруга в розрахунковому шарі ґрунту в основному поєднанні 64,39 тс / м²

Мінімальна напруга в розрахунковому шарі ґрунту в основному поєднанні 62,54 тс / м²

Результуюча вертикальна сила 164,21 тс

Опір основи 674,78 тс

Розрахунок за деформаціями виконаний по переліченим характеристикам ґрунту (на $k_{вер} = 0.85$) згідно "Посібника ..." до СНиП 2.02.01-83 *.

Розрахункові моменти в рівні підшви фундаменту: $M_x = 0,16 \text{ тс} * \text{ м}$,
 $M_y = 0,44 \text{ тс} * \text{ м}$

Результати розрахунку середнього фундаменту:

Максимальні розміри підшви з розрахунку за деформаціями $a = 1,5 \text{ м}$, $b = 1,5 \text{ м}$.

Розрахунковий опір ґрунту основи 214,84 тс / м²

Максимальна напруга в розрахунковому шарі ґрунту в основному поєднанні 56,51 тс / м²

Мінімальна напруга в розрахунковому шарі ґрунту в основному поєднанні 48 тс / м²

Результуюча вертикальна сила 135,21 тс

Опір основи 655,34 тс

Розрахунок за деформаціями виконаний за перерахованими характеристиками ґрунту (на $k_{вер} = 0.85$) згідно "Посібника ..." до СНиП 2.02.01-83 *.

Розрахункові моменти в рівні підшви фундаменту: $M_x = 0,06 \text{ тс} * \text{ м}$, $M_y = 2,69 \text{ тс} * \text{ м}$

Визначення осідання основи

Вихідні дані:

Тип фундаменту: прямокутний.

Спосіб розрахунку: розрахунок осідання.

Вихідні дані для розрахунку:

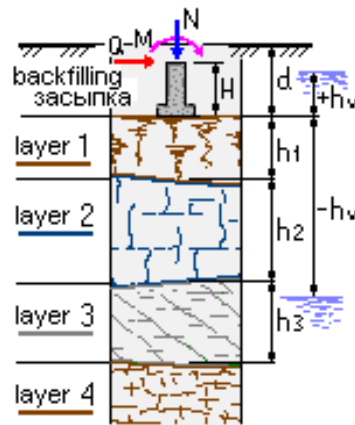
Глибина закладення фундаменту (d) 3,6 м.

Висота фундаменту (H) 1 м.

Ширина підшви фундаменту (b) 2,1 м.

Довжина підшви фундаменту (a) 2,1 м.

Рівень ґрунтових вод (H_v) -20 м.



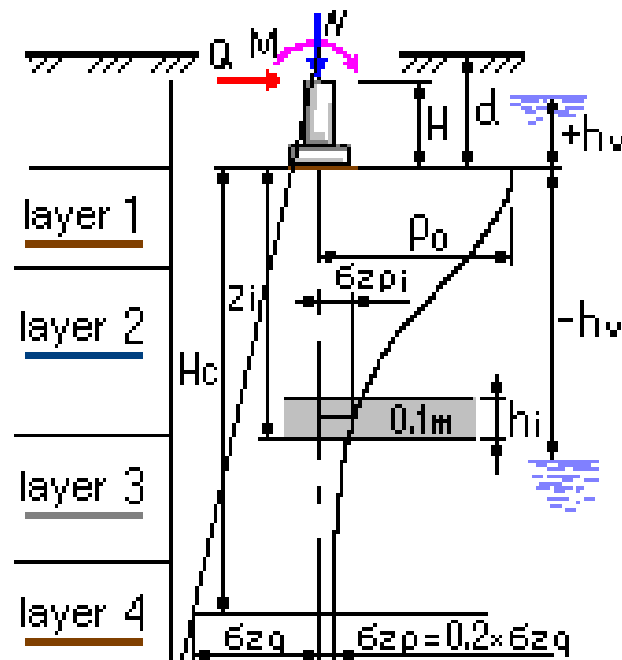
Таблиця 3.3 – Характеристики ґрунтів за шарами

Номер шару	Тип ґрунту	Товщина, м	Модуль E	Од.виміру
Шар 1	Супесі	0,8	650	тс/м ²
Шар 2	Суглинки	5,2	750	тс/м ²
Шар 3	Суглинки	7,8	1550	тс/м ²
Шар 4	Глини	не визначено	2260	тс/м ²

Таблиця 3.4 – Нормативне навантаження на фундамент

Найменування	Величина	
	Середній ряд	Крайній ряд
N	158 тс	129 тс
M _y	0,44 тс*м	2,69 тс*м
Q _x	0 тс	0 тс
M _x	0,16 тс*м	0,06 тс*м
Q _y	0 тс	0 тс
q	0 тс/м ²	0 тс/м ²

Результати розрахунку:



Осідання основи крайнього фундаменту $S = 122,39$ мм.

Крен фундаменту в напрямку осі $X = 0,00066$.

Крен фундаменту в напрямку осі $Y = 0,00024$.

Нижня межа стисливої товщі (рахуючи від підшви) (H_c) 4,9 м.

Оскільки розрахункове осідання основи крайнього фундаменту перевищує допустиме значення, виникає необхідність в **коректуванні габаритів підшви фундаменту**. Приймаємо стовпчастий фундамент з розмірами підшви $a = 2,1$ м, $b = 2,1$ м.

Осідання основи $S = 75,4$ мм $< S_{\max, u} = 100$ мм (умова виконується).

Крен фундаменту в напрямку осі $X = 0,0237$.

Крен фундаменту в напрямку осі $Y = 9E-5$.

Нижня межа стиснутої товщі (рахуючи від підшви) (H_c) 4,8 м.

Розрахунок осідання виконаний за схемою лінійно-деформованого півпростору.

$E_{mid} = 708,17$ (тс / м²) (Середній модуль деформації розрахований пропорційно площам епюри вертикальних напружень у ґрунті).

Осідання основи середнього фундаменту $S = 100,86$ мм

Крен фундаменту в напрямку осі $X = 0,00404$

Крен фундаменту в напрямку осі $Y = 9E-5$

Нижня межа стиснутої товщі (рахуючи від підошви) (H_c) 4,5 м

Оскільки розрахункове осідання основи середнього фундаменту перевищує допустиме значення, виникає необхідність в **коректуванні габаритів підошви фундаменту**. Приймаємо стовпчастий фундамент з розмірами підошви $a = 1,8$ м, $b = 1,8$ м.

Осідання основи $S = 77,01$ мм $< S_{max}$, $u = 100$ мм (умова виконується).

Крен фундаменту в напрямку осі $X = 0,00232$.

Крен фундаменту в напрямку осі $Y = 5E-5$.

Нижня межа стисливої товщі (рахуючи від підошви) (H_c) 4,5 м.

Розрахунок осідання виконаний за схемою лінійно-деформованого півп-ростору.

$E_{mid} = 703,46$ (тс / м²) (Середній модуль деформації розрахований пропорційно площам епюри вертикальних напружень у ґрунті).

3.6 Розрахунок пальового фундаменту

Визначення параметрів пальового фундаменту

Визначимо параметри пальового фундаменту використовуючи навчальну версію комп'ютерної програми «Фундамент» версія 12.4.

Розрахунок виконаний для крайньої колони K14 і для середньої колони K5.

Вихідні дані:

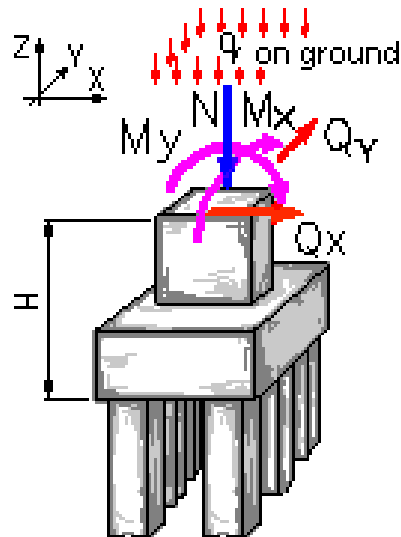
Спосіб визначення несучої здатності палі

Розрахунком (коэф. Надійності по ґрунту $G_k = 1.4$)

Тип палі: паля-стійка.

Тип розрахунку: підбір уніфікованого ростверку по серії 1.411-1

Спосіб розрахунку: розрахунок на вертикальне навантаження і висмикування



Вихідні дані для розрахунку:

Несуча здатність палі (без урахування G_k) (F_d) 180,21 тс

Несуча здатність палі на висмикування (без G_k) (F_{du}) 40,1 тс

Діаметр (сторона) палі 0,35 м

Висота фундаменту (H) 1 м

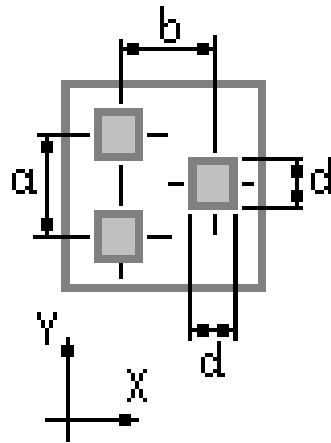
Максимальні габарити (по осях крайніх паль) по довжині ростверку (b_{max}) 4,2 м

Максимальні габарити (по осях крайніх паль) по ширині ростверку (a_{max}) 4,2 м

Таблиця 3.5 – Навантаження на фундамент:

Найменування	Величина	
	Середній ряд	Крайній ряд
N	158 тс	129 тс
M_y	0,44 тс*м	2,69 тс*м
Q_x	0 тс	0 тс
M_x	0,16 тс*м	0,06 тс*м
Q_y	0 тс	0 тс
q	0 тс/м ²	0 тс/м ²

Результати розрахунку крайнього фундаменту:



Необхідні характеристики ростверку:

$$a = 1,05 \text{ м } b = 1,05 \text{ м}$$

Кількість палів (n) 3 шт.

Максимальне навантаження на палю 56,89 тс

Мінімальне навантаження на палю 56,11 тс

Результати розрахунку середнього фундаменту:

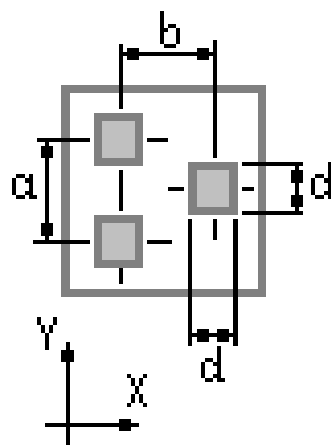
Необхідні характеристики ростверку:

$$a = 1,05 \text{ м } b = 1,05 \text{ м}$$

Кількість палів (n) 3 шт.

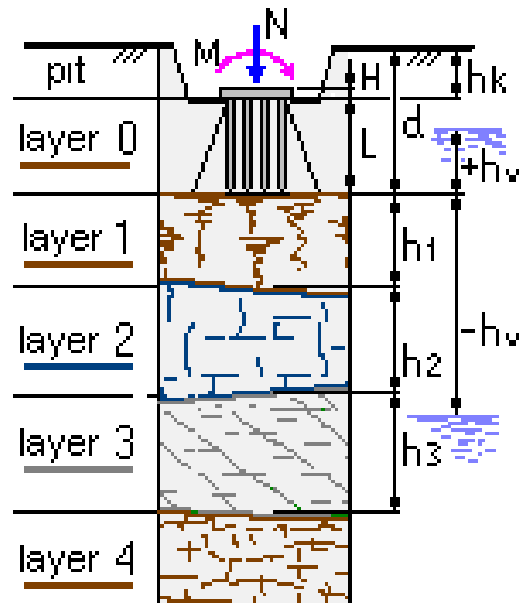
Максимальне навантаження на палю 49,37 тс

Мінімальне навантаження на палю 45,47 тс



Визначення осідання пального фундаменту

Вихідні дані:



Тип фундаменту: прямокутний

Спосіб розрахунку: розрахунок опади

Вихідні дані для розрахунку:

Від поверхні до низу палі (d) 16 м

Довжина палі (L) 15 м

Ширина підошви умовного фундаменту (b) 2,97 м

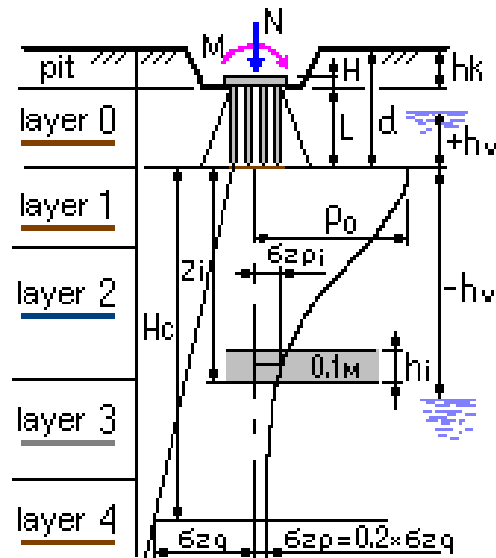
Довжина підошви умовного фундаменту (a) 2,97 м

Рівень ґрунтових вод (H_v) -10 м

Таблиця 3.6 – Нормативне навантаження на фундамент:

Найменування	Величина	
	Середній ряд	Крайній ряд
N	158 тс	129 тс
M_y	0,44 тс*м	2,69 тс*м
Q_x	0 тс	0 тс
M_x	0,16 тс*м	0,06 тс*м
Q_y	0 тс	0 тс
q	0 тс/м ²	0 тс/м ²

Результати розрахунку



Осідання основи крайнього фундаменту $S = 12,43 \text{ мм} < S_{\max, u} = 100 \text{ мм}$
(умова виконується).

Крен фундаменту в напрямку осі $X = 2E-5$

Крен фундаменту в напрямку осі $Y = 1E-5$

Нижня межа стиснутої товщі (рахуючи від підшви) (H_c) 2,7 м

Розрахунок осідання виконаний за схемою лінійно-деформованого півпростору

$E_{mid} = 2250 \text{ (тс / м}^2\text{)}$ (Середній модуль деформації розрахований пропорційно площам епюри вертикальних напружень у ґрунті).

Розрахунок проведено згідно СНиП 2.02.01-83 * "Підстави будівель і споруд"

Осідання основи середнього фундаменту $S = 9,21 \text{ мм} < S_{\max, u} = 100 \text{ мм}$
(умова виконується).

Крен фундаменту в напрямку осі $X = 0,00015$

Крен фундаменту в напрямку осі $Y = 0$

Нижня межа стиснутої товщі (рахуючи від підшви) (H_c) 2,3 м

Розрахунок осідання виконаний за схемою лінійно-деформованого півпростору

$E_{mid} = 2250$ (тс / м²) (Середній модуль деформації розрахований пропорційно площам епюри вертикальних напружень у ґрунті)

Розрахунок проведено згідно СНиП 2.02.01-83 * "Підстави будівель і споруд".

3.7 ТЕО прийнятих варіантів влаштування фундаментів

Розрахунок витрат на влаштування фундаментів проводився на навчальній версії комп'ютерної програми «Фундамент» версія 12.4.

Таблиця 3.7 – Вартість зведення стовпчастого фундаменту:

Найменування робіт	Об'єм	од.виміру	вартість, грн.
Розробка ґрунту екскаватором	38,1	м ³	133,05
Доопрацювання ґрунту вручну	4,23	м ³	128,5
Відвезення ґрунту (1/2 об'єму) до 20 км	21,17	м ³	791,32
Влаштування щебневої підготовки б=100 мм	0,4	м ³	6,72
Щебінь на підготовку	0,4	м ³	60,97
Влаштування з/б фундаментів об'ємом до 5 м ³	3,32	м ³	394,2
Бетон В12.5 на фундамент (підпорну стіну)	3,32	м ³	926,55
Арматура класу АІ	4,85	кг	10,47
Арматура класу АІІ	35,59	кг	85,74
Опалубка на фундамент (підпорну стіну) об'ємом	3,32	м ³	67,38
Зворотне засипання ґрунту бульдозером (1/2 об'єму)	21,17	м ³	11,04

Разом прямі витрати на влаштування стовпчастого фундаменту - 2615,91 грн.

Таблиця 3.8 – Вартість зведення пального фундаменту

Найменування робіт	Об'єм	од.виміру	вартість, грн.
Розробка ґрунту екскаватором	10,34	м ³	36,11
Доопрацювання ґрунту вручну	1,15	м ³	34,88
Відвезення ґрунту (1/2 об'єму) до 20 км	5,75	м ³	214,8
Влаштування щебневої підготовки б=100 мм	0,12	м ³	2,03
Щебінь на підготовку	0,12	м ³	18,44
Влаштування з/б фундаментів об'ємом до 3 м ³	0,81	м ³	114,2
Бетон В12.5 на фундамент (підпорну стіну)	0,81	м ³	226,33
Арматура класу АІ	0,28	кг	0,61
Арматура класу АІІ	2,07	кг	4,98
Опалубка на фундамент (підпорну стіну) об'ємом	0,81	м ³	16,46
Зворотне засипання ґрунту бульдозером (1/2 об'єму)	5,75	м ³	3
Занурення дизель-молотом з/б палів L<16 м	1,84	м ³	515,76
Вартість збірної з/б палів	1,84	м ³	3267,32
Вирубка бетону палів перетином менше 0.4x0.4 м	1	шт	27,56

Всього прями витрати на влаштування пального фундаменту - 4482,48 грн.

На підставі техніко-економічного аналізу варіантів приймаємо І варіант - влаштування стовпчастих фундаментів на основі, ущільненій важкими тромбовками.

3.8 Основні положення з виконання робіт

Перед виконанням робіт необхідно виконати зняття верхнього шару ґрунту з вивезенням за межі будівельного майданчика.

Основа ущільнюється трамбуванням вагою 50 кН шляхом скидання її з висоти $\geq 6,5$ м. Кількість ударів по сліду 10-12. Після ущільнення до глибини 1,2 м $\rho_d = 1,65$ г/см³. Зона достатнього ущільнення ($\rho_d \geq 1,6$ г/см³) при цьому становить $\geq 2,7$ м. Ущільнення ґрунту здійснювати при вологості, близькій до оптимальної $w_{\text{опт}} = w_p \pm 0,02$.

Величина відмов від останніх двох ударів $\leq 1,0 \dots 1,5$ см. Зниження поверхні після ущільнення - не менше 30 см.

До початку робіт по ущільненню необхідно уточнити вологість і щільність ґрунтів шляхом відбору зразків з шурфу Ш-1 до глибини 3,0 м через 0,25 м і визначити величину оптимальної вологості шляхом ущільнення ґрунту в стандартному ущільнювачі.

Для контрольного визначення товщини ущільненого шару і якості ущільнення відбирають зразки в шурф Ш-2 через 0,25 м до глибини 3,0 м.

Відривку котловану зробити безпосередньо перед початком робіт з ущільнення. Недобір ґрунту 300 мм. Доопрацювання буферного шару безпосередньо до влаштування бетонної підготовки. Зворотне засипання виконується після набору 70% міцності фундаменту. Ущільнення трамбуванням 35 кН $\varnothing 1,2$ м пошарово при товщині шару $h \leq 500$ мм.

Висновки за розділом 3

1. Будівля в залежності від чутливості до нерівномірних осідань основи відноситься до відносно жорстких.

2. В районі майданчика будівництва підземних виробок не виявлено. Ґрунтові води не виявлені. Встановлено літологічні, генетичні та фізико-механічні характеристики інженерно-геологічних елементів. Оскільки в інженерно-геологічній будові ґрунтів основ майданчика будівництва відсутні лесові ґрунти, оцінку просідання ґрунтів виконувати не потрібно.

3. Навантаження на фундамент визначалися з використанням навчальної версії програми «Мономах». Для розрахунку прийняті наступні розрахункові сполучення навантажень: постійне, довготривале, короткочасне, сейсміка 1, сейсміка 2.

4. Розглянуто два варіанти влаштування фундаментів під колони – стовпчастий фундамент на основі, ущільненому важкими трамбовками; фундамент з призматичних паль завдовжки 15 м, що забиваються дизель-молотом. Виконані розрахунки обох варіантів фундаментів.

5. На підставі техніко-економічного аналізу варіантів приймаємо I варіант - влаштування стовпчастих фундаментів на основі, ущільненій важкими трамбовками.

6. Визначені основні положення з виконання робіт.

4 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Методи виконання робіт при будівництві монолітної будівлі

4.1.1 Земляні роботи.

Процес провадження земляних робіт в загальному випадку складається з розпушування, відриву і виїмки (розробки) ґрунту, переміщення його до місця розвантаження в насип або у відвал і укладання ґрунту з розрівнюванням і ущільненням.

4.1.2 Влаштування фундаменту.

Влаштування фундаментів виконують в такій послідовності:

- планування майданчика зрізанням або підсипанням;
- влаштування котловану і його здача-приймання;
- розбивка і закріплення розбивочних осей;
- влаштування опалубки;
- влаштування арматури;
- бетонування;
- здача-приймання фундаменту.

Котловани для влаштування фундаментів без укріплень дозволяється застосовувати, як правило, на глибині вище рівня підземних вод. Крутизна схилів визначається типом ґрунту, глибиною котловану і характером навантажень на його бортах. У котлованах невеликої ширини (менше 4 м), що влаштовуються вище рівня підземних вод в стійких ґрунтах, можуть бути застосовані заставні кріплення з дощок і розпірок, що встановлюються в процесі вилучення ґрунту. При нестійких і водоносних ґрунтах влаштування котлованів необхідно проводити під захистом огорожі (забиванням шпунта, влаштуванням підпірних стін та ін.).

При розбивці осей, відхилення від проектного положення в плані не повинно перевищувати ± 5 мм. Перетину осей рекомендується закріплювати на місці металевими штирями, забитими на глибину 0,2 - 0,3 м.

4.1.3 Опалубка.

Опалубка - це тимчасова допоміжна конструкція, яка служить для надання необхідних геометричних розмірів, форми і положення в просторі конструкції, що будується.

Стінова опалубка - щити стінової опалубки збираються в панелі практично будь-яких розмірів і конфігурацій. Завдяки широкому діапазону розмірів щитів, а також наявності компенсуючого елемента і кутових щитів, стінова опалубка може бути пристосована до будь-якого планування і задовольнить потреби в зведенні будь-яких внутрішніх і зовнішніх стін. Палуба щитів (ламінована фанера) конструктивно захищена герметиком і профілем, що дозволяє збільшити термін служби фанери і не допускати виступів на поверхні бетону, що вимагало б додаткової дорогої обробки після розпалубки. На будівельних майданчиках щити збираються за допомогою центруючих замків (клинових або ексцентрикових) в панелі. Панелі кріпляться між собою за допомогою тяжів, шайб і гайок, які сприймають на себе тиск бетонної суміші. Для вивірення панелі в проектне положення, опалубка стін забезпечена підкосами, гвинтові пари яких дозволяють регулювати установку панелі в вертикальне положення. Для організації робочого місця з приймання бетону передбачені підмости з огорожами, які навішуються на каркас щита.

Опалубка перекриттів - це набір опалубки для стельових перекриттів будь-яких розмірів і конфігурацій, з можливістю комбінувати деталі і компоненти в процесі роботи. Опалубка перекриттів дозволяє виробляти опалубку перекриттів будь-якої конфігурації в плані прямокутної, консольної і навіть круглої. Причому, для цього достатньо стандартного набору і не потрібно жодної спеціальної деталі. Поздовжні і поперечні балки опалубки перекриттів можна телескопообразно монтувати, що забезпечує швидку підгонку під будь-яку

конфігурацію, висоту і навантаження перекриттів. Основні елементи опалубки перекриттів: дерев'яні або алюмінієві балки; опорні стійки; універсальні вилки; триноги.

- Дерев'яні балки (ригелі). Розміри: 200x80 мм, товщина фанери 21-30 мм, довжина від 1 до 6 м.

- Опорна стійка (телескопічні або рамні). Розміри при максимальному викиді: 2,7 м, 3,1 м. Має несучу здатність до 3-х тон при будь-якій висоті розсування в межах 2000-4200 мм.

- Опорна вилка (універсальна вилка) забезпечує надійну опору металодерев'яній балці. Для одинарних металодерев'яних балок вона встановлюється по-здовжньо, а в місцях стику балок - поперек, гарантуючи стабільність кріплення.

- Тринога - опора для стійки, служить для стійкості телескопічної стійки. За допомогою триноги можна надійно і швидко монтувати стійки опалубки.

На верхню дерев'яну частину балки накладаються листи фанери, що утворюють опалубку для заливки бетону. Оптимальний крок установки стійок і розкладки балок легко визначається по таблиці, в залежності від товщини заливається бетону.

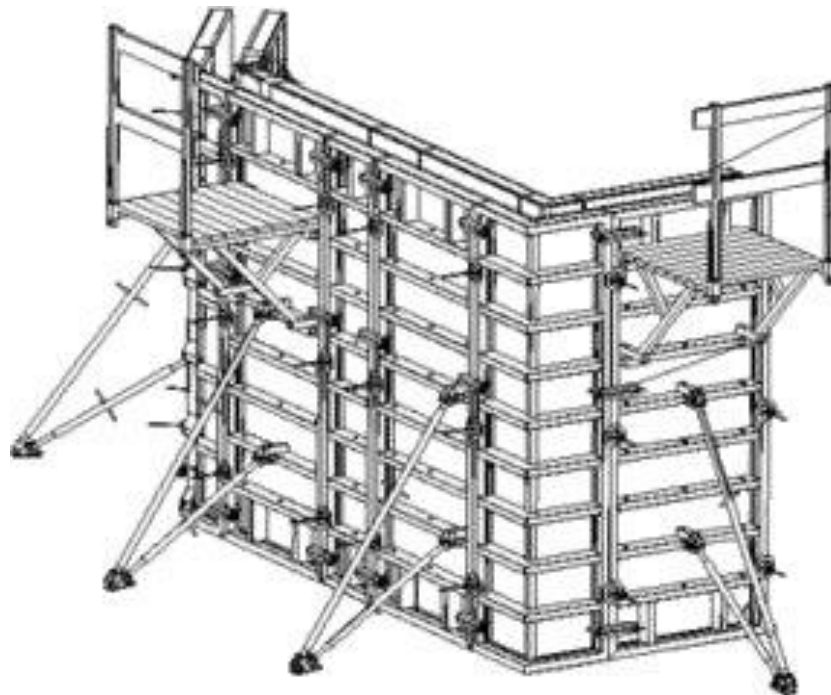


Рисунок 4.1 – Стінова опалубка

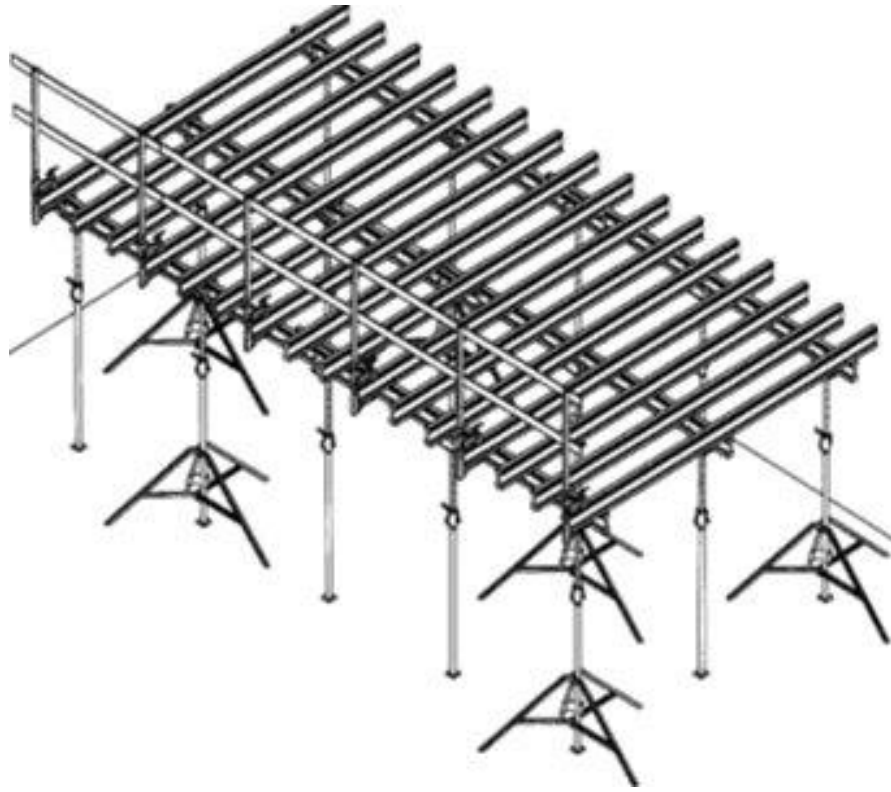


Рисунок 4.2 – Опалубка перекриттів

Опалубка колон - комплект опалубки колон для бетонування на шкворнях (щит, шворінь, підкіс, кронштейн). Полегшені алюмінієві опалубні щити для колон дозволяють швидко монтувати і знімати опалубні конструкції. Для опалубки колон застосовуються універсальні щити розміром $0,7 \times 3,0$ м, $0,8 \times 3,0$ м, $1,2 \times 3,0$ м і спеціальні шкворні. Збірка щитів в «млинок» дозволяє змінювати розміри бетонованих колон від 0,2 до 1,0 м. Можна використовувати і лінійні щити необхідних проектних розмірів, які з'єднуються за допомогою металевих кутових елементів і центруючих замків. Колони обладнані підкосами для установки, рихтування і розпалубки, навісними підмостями для бетонування. Ресурс використання щитів становить 300 циклів, за умови використання фанери з двох сторін.

Всі інвентарні елементи опалубки доставляють на будівництво в готовому вигляді. При прийманні опалубки за участю бригадира опалубник перевіряють комплектність поставленої партії.

До початку установки арматури перевіряють правильність геометричних розмірів елементів опалубки, а також співпадіння їх осей з розбивними осями

спорудження, правильність відміток конструкцій, вертикальність опалубки стін, колон, горизонтальність плит. Правильність відкладення вертикальних площин вивіряють виском, а горизонтальних площин - рівнем.



Рисунок 4.3 – Опалубка колон

4.1.4 Арматурні роботи.

Перед початком робіт необхідно:

- підготувати до роботи оснащення та інструмент,
- очистити, арматуру каркасів від іржі на будівельному майданчику,
- переконатися в наборі достатньої міцності перекриття нижчого поверху,
- закрити всі отвори в перекритті щитами і закріпити їх від зсуву.

Плоскі каркаси подаються на поверх краном в пакетах по 10-15 штук, арматурні стержні в пучках, згідно зі схемами стропування. Перед кожною операцією по підйому і переміщенню каркасів стропальник повинен переконатися, що:

- на арматурі, що подається, немає незакріплених стержнів, інструментів;
- немає людей біля вантажів, що піднімаються - в небезпечній зоні переміщення вантажу.

Об'єм і переміщення арматури здійснюється в такій технологічній послідовності: По команді ст. стропальника машиніст крана подає стропа до місця складування арматури. Стропальники підходять, проводять строповку арматури і відходять на безпечну відстань. За командою ст. стропальника машиніст крана піднімає арматуру на 20-30 для перевірки надійності стропування. Переконавшись в правильності і надійності стропування, ст. стропальник дає команду кранівнику на подальший підйом (на висоту не менше 0,5 м від предметів, що зустрічаються вище на шляху) і переміщення арматури до місця установки, візуально стежачи за його пересуванням, перебуваючи за межами небезпечної зони. Після переміщення арматури до місця установки, ст. стропальник дає команду кранівнику опустити вантаж на висоту не більше 1 м над перекриттям. Кранівник опускає каркаси на перекриття і стропальник здійснює розстроповку вантажу.

При прийманні робіт слід звертати особливу увагу на правильне встановлення арматури, забезпечення необхідних зазорів, в тому числі і для утворення захисного шару, на правильність скріплення перетину стержнів.

4.1.5 Бетонування конструкцій.

Перед бетонуванням опалубку очищають струменем води або стисненого повітря від сміття і бруду. Поверхні сталеві та пластикові опалубки покривають змащенням, наприклад, відпрацьованим маслом арматуру очищають від бруду та іржі.

Одночасно виконують роботи з налагодження механізмів, машин і пристроїв, що використовуються в усіх взаємопов'язаних операціях з бетонування. На робочому місці встановлюють потрібний інвентар, влаштовують огорожі, запобіжні та захисні пристрої, передбачені технікою безпеки. В необхідних випадках обладнають телефонний, світловий або звуковий сигнальний зв'язок між робочими місцями з подачі, прийому та укладання бетонної суміші.

Прийом, розподіл і ущільнення бетонної суміші треба вести в безперервній послідовності. За цим відповідальним процесом потрібен постійний на-

гляд технічного персоналу будівництва. У журналі бетонних робіт кожен зміну записують дату виконання робіт, їх обсяги, властивості бетонної суміші, дату виготовлення бетонних контрольних зразків, їх кількість. Температуру зовнішнього повітря і бетонної суміші, тип опалубки і дату розпалублення конструкцій.

Під час укладання й розподілу бетонної суміші стежать за станом лісів і опалубки. При виявленні зсувів або деформацій опалубки бетонування припиняють і вживають заходів до виправлення дефектів.

В кінці зміни інвентар, механізми і пристосування очищають від напливів бетону, промивають бетонопроводи.

- Ущільнення бетонної суміші: Завдання процесу ущільнення бетонної суміші складається в граничній упаковці різних за формою і величиною частинок. Ущільнюють бетонну суміш вібрацією. Вібрація - основний спосіб ущільнення бетонних сумішей з осіданням конуса від 0 до 9 см. Суть процесу полягає в тому, що за допомогою вібраторів встановлюються на поверхні або опущені в шар бетонної суміші, на деяку глибину, розташовані поблизу компоненти суміші залучаються у коливальні горизонтальні і вертикальні рухи, що розвиваються вібратором з певною, властивою йому частотою і амплітудою коливання. Енергія вібраційних коливань долає сили внутрішнього тертя між частинками суміші. Жорстка і пухка бетонна суміш в зоні дії вібратора стає рухливою і прагне зайняти найменший об'єм. Вібрація - нетривалий процес. Через 90 сек. (в залежності від умов вібрації) припиняється осідання бетонної суміші, і на поверхні ущільнюваного бетону з'являються цементне молоко і бульбашки повітря, що свідчить про закінчення дії вібрації. Подальша вібрація може привести до розшарування суміші внаслідок опускання великих часток.

- Особливості бетонування конструкцій: Колони без перехресних хомутів бетонують ділянками висотою 5 м. Бетонну суміш подають зверху із бадді через воронку і ущільнюють глибинними вібраторами. До бетонування балок і плит перекриттів, монолітно пов'язаних з колонами і стінами, приступають через 2 години після бетонування вертикальних конструкцій, щоб бетон, покла-

дений в них, встиг дати первісну осадку. Балки і прогони заввишки менше 800 мм бетонують шарами по 35 ... 40 см одночасно з плитами. Бетонну суміш в балках ущільнюють глибинними вібраторами з гнучким валом, а в плитах - вібробрусами і поверхневими вібраторами. Робочий встановлює поверхневий вібратор в початкове положення, включає двигун і гачком пересуває вібратор до кінця захватки. Потім переносить його перпендикулярно до сліду на відстані 30 ... 40 см і пересуває паралельно пройденій смузі в зворотному напрямку, перекриваючи попередню смугу на 3 ... 5 см. Товщина шарів бетонної суміші при укладанні її в плити з подвійним армуванням має перевищувати 120 мм, а в плити з одиночним армуванням або бетонні - 250 мм. Плити перекриття бетонують в напрямку балок, подаючи суміш в напрямку раніше укладеного бетону.

4.1.6 Демонтаж опалубки.

Зняття опалубки перекриття допускається після досягнення бетонною сумішшю міцності не менше 70% від проектної. Зняття опалубки колон і стін допускається після досягнення бетонною сумішшю міцності не менше 30% від проектної з наступним витримуванням бетону під шаром гідроізоляції до набуття нею міцності не менше 70% від проектної.

Для визначення часу зняття опалубки для колон і стін проводиться контроль міцності бетону по його температурі в процесі витримування, а також використовують руйнівні методи контролю міцності бетону. Час зняття опалубки для плит перекриттів визначається з розрахунку, в залежності від кліматичних умов, модуля поверхні опалубної конструкції, виду витримування бетону, типу опалубки і утеплювача і т.д. Розпалублення конструкцій слід проводити акуратно, з тим, щоб забезпечити збереження опалубки для повторного застосування, а також, щоб уникнути пошкодження бетону. Зняття опалубки не варто затримувати, оскільки це знижує її оборотність. Знімати бічні елементи опалубки, що не несуть навантажень, можна лише після досягнення бетоном міцності, що забезпечує збереження кутів, крайок і поверхонь. Демонтаж опалубки, встановлюється окремими щитами або панелями, починають з видалення зовнішніх

кріплень - підкосів, розпірок і т.п. Потім звільняють внутрішні кріплення: витягують з бетону стяжні болти, що зв'язують протилежні стінки опалубки. Потім легкими ударами вибивають штирі. Після зняття стяжного штиря вибивають болтові затискачі окремо з кожного щита. Розбирання слід виконувати окремими ділянками: при горизонтальних щитах - на довжину щита, при вертикальних - окремо кожен щит. Звільнені від підкосів, стяжних штирів і бічних затискачів щити відривають від поверхні бетону ломиками і легкими ударами молотка по ребрах опалубки.

4.1.7 Цегляна кладка стін.

Цегляну кладку зовнішніх і внутрішніх стін виконуємо з керамічної пористої цегли марки 100 на цементно-піщаному розчині марки 75. Для якісного виконання цегляної кладки необхідно звернути особливу увагу на рівномірність розподілу розчину на постелі. Від правильного розтягнення розчину залежить щільність і міцність шва.

4.2 Розроблення технологічної карти на бетонування типового монолітного перекриття блоку «А»

Технологічна карта розроблена на зведення монолітного перекриття типового поверху. Будівля складається з п'яти поверхів. Висота поверху 3м, товщина перекриття - 200мм.

Склад робіт:

- Установка опалубки;
- Установка і в'язка арматури окремими стержнями діаметр арматури до 18 мм;
- Укладання бетонної суміші в конструкції плит перекриттів обсягом понад 30 м³;

- Розбирання опалубки.

Для будівництва будівлі прийнятий баштовий кран КБ-405 ($L_{стр} = 25\text{м}$). пристрій підкранових колій виконати відповідно до СНіП 3.08.01-85. при роботі баштових кранів утворюються небезпечні зони для знаходження людей, вони складають 7м.

4.2.1 Організація і технологія процесу бетонування перекриття.

Бетонування перекриттів проводиться з використанням переставної опалубки, після виконання монолітних стін і колон до нижньої позначки перекриття. До початку бетонування перекриттів на кожній захватці необхідно:

- передбачити заходи щодо безпечного ведення робіт на висоті;
- встановити опалубку;
- встановити арматуру, закладні деталі і пустотоутворювачі для проводки.

Перед бетонуванням поверхню дерев'яної, фанерної або металевий опалубки слід покрити емульсійним мастилом, а поверхню бетонної, з / бетонної і армоцементної опалубки змочити. Поверхню раніше укладеного бетону очистити від цементної плівки і зволожити або покрити цементним розчином. Захисний шар арматури витримується за допомогою інвентарних пластмасових фіксаторів, що встановлюються в шаховому порядку. Для вивірки верхньої позначки бетонованого перекриття встановлюються просторові фіксатори або застосовують знімні маякові рейки, верх яких повинен відповідати рівню поверхні бетону. Доставка бетонної суміші на об'єкті проводиться автобетоновозами з вивантаженням бетону в бункери на майданчику прийому бетону. Подача бетонної суміші в конструкцію перекриття проводиться в бункерах об'ємом 1,0 м куб. за допомогою баштового крана. Під час вивантаження бетонної суміші з бункера в опалубку перекриття відстань між нижньою кромкою бункера і поверхнею, на яку укладається бетон, має бути не більше 1,0 м. Бетонну суміш слід укладати горизонтально шарами шириною 1.5 - 2м однакової товщини без розривів, з послідовним напрямком укладання в одну сторону у всіх шарах. Укладання на-

ступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплювання бетону попереднього шару. Тривалість перерви між укладанням суміжних шарів бетонної суміші без утворення робочого шва встановлюється будівельною лабораторією.

Для ущільнення бетонної суміші використовуються глибинні вібратори (ІВ-66, ІВ-47А) або поверхневі вібратори (ПВ-1, ПВ-2). Укладання бетонної суміші в конструкції ведеться шарами в 15 ... 30 см з ретельним ущільненням кожного шару. Найбільш поширений спосіб ущільнення бетону вібрацією. На будівельному майданчику використовують внутрішні (глибинні), зовнішні і поверхневі вібратори. Тривалість вібрування в кожному місці установки вібратора залежить від пластичності (рухливості) бетонної суміші і становить 30 ... 60 с. Ознакою достатності вібрації служить припинення осідання бетону і поява цементного молока на його поверхні. Надмірна вібрація бетонної суміші шкідлива, так як може призвести до розшарування бетону. Крок перестановки внутрішніх вібраторів - від 1 до 1,5 радіуса їх дії. Під час роботи не допускається спирання вібратора на арматуру і закладні деталі монолітної конструкції. Догляд за бетоном повинен забезпечувати збереження належної температури твердіння і запобігання свіжоукладеного бетону від швидкого висихання. Свіжоукладений бетон, перш за все, закривають від дощу і сонячних променів (укриття рогожею, брезентом, мішками, тирсою) і систематично поливають водою в суху погоду протягом 7 діб. бетонів на портландцементі або глиноземному цементі і 14 діб. на інших цементах (одноразовий полив водою 0,5 ... 1,0 кг / м кв.). При температурі повітря нижче 5°C полив не проводиться. Рух людей по забетонованим конструкціям і установка на них риштувань і опалубки для зведення верхніх конструкцій допускається тільки після досягнення бетоном міцності не менше 1,2 МПа. Зчеплення бетону з опалубкою з плином часу збільшується, тому опалубку необхідно знімати, як тільки бетон набуде необхідної міцності. Розпалублення конструкцій має проводитися у певній послідовності. У багатоповерхових будівлях розпалубка ведеться по поверхах, а в межах поверху окремі конструкції розпалублюють в різні терміни. Після зняття опалубки дрібні

раковини на поверхні бетону можна розчистити дротяними щітками, промити струменем води під напором і затерти жирним цементним розчином складу 1:2.

4.2.2 Вибір крану.

При розміщенні будівельних машин слід встановити небезпечні для людей зони, в межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори. До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів, пов'язаних з роботою монтажних і вантажопідіймальних машин, відносяться місця, над якими відбувається переміщення вантажів кранами.

о зон потенційно діючих небезпечних факторів відносяться ділянки території поблизу споруджуваного будинку. З метою створення умов безпечного ведення робіт, чинні нормативи передбачають різні зони:

- монтажну;
- зона обслуговування краном;
- зона переміщення вантажу;
- небезпечна зона доріг.

Межі небезпечних зон, над якими відбувається переміщення вантажів підійомними кранами, а також поблизу споруджуваного будинку (монтажна зона) приймаються від крайньої точки горизонтальної проекції зовнішнього найбільшого габариту переміщуваного (падаючого) предмету або стіни будівлі з додатком найбільшого габаритного розміру переміщуваного вантажу і мінімальної відстані відльоту вантажу при його падінні. Приймаємо кран рейковий.

Визначаємо необхідну вантажопідійомність: найбільш важкий підіймаючий елемент - баддя з бетоном.

Приймаємо баддю для бетону ОМ-362 («туфелька»):

Модель	ОМ-362
Вантажопідійомність (кг)	2500
Місткість (м ³)	1,0
Габарити LxВxН(мм)	3170x1250x960
Маса (кг)	460

Необхідна вантажопідйомність: $Q = k_{\text{п}} \cdot q_{\text{max}}$, де

$k_{\text{п}}$ – коефіцієнт, що враховує масу вантажозахватного пристрою, дорівнює 1,08,

q_{max} - маса найбільш важкого елемента

$$q_{\text{max}} = 460 + 1 \cdot 2400 = 2860 \text{ кг} = 2,86 \text{ т}$$

$$Q = 1,08 \cdot 2,86 = 3,1 \text{ т}$$

Необхідні технічні характеристики крану:

- Необхідна вантажопідйомність $Q = 3,1 \text{ т}$

- Необхідна довжина стріли: $L_{\text{стр}} = B_{\text{зд}} + d = 15 \text{ м} + 8 \text{ м} = 23 \text{ м}$ - відстань від осі обертання крана до самого віддаленого монтуючого елемента.

d - відстань від осі обертання крана до осі кріплення стріли (близько 1,5 м)

- Необхідна висота підйому гака: $H_{\text{к}} = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$, где :

H_1 – висота рівня стоянки крану до бетонуєчого елемента;

H_2 – висота бадді;

H_3 – висота такелажних пристосувань, приймаємо рівною 1,5 м.

H_4 – зазор між верхом бетонованого елемента і низом бадді, приймаємо рівним 1,0 м.

$$H_{\text{к}} = 17,4 + 3,17 + 1,5 + 1,0 = 23,07 \text{ м.}$$

Для зведення баштовий кран КБ-405:

Грузовий момент	187,5 тм
Вантажопідйомність максимальна	10 т
Вантажопідйомність при максимальному вильоті	7,5 т
Висота підйому	
- при максимальному вильоті	46,0 м
- максимальна	57,8 м
Загальна маса крану	113,1 т
Вильот:	
- максимальний	25 м
- мінімальний	13 м
- при максимальній вантажопідйомності	18 м
Швидкість	

- підйому/опускання вантажу	31(46) м/мин
- підйому/опускання гакової підвіски	46 м/мин
- переміщення крану	27 м/мин
Транспортні габарити крану	
- висота	4,2 м
- ширина	4,02 м
- довжина	27,8 м

4.2.3 Калькуляція трудових витрат на бетонування перекриття типового поверху.

Калькуляція трудових витрат на бетонування перекриття типового поверху наведена в таблиці 4.1.

4.2.4 Вимоги до якості робіт.

Таблиця 4.2 – Контроль якості

Етапи робіт	Контролюючі операції	Контроль (метод, об'єм)	Документація
Підготовчі роботи	<ul style="list-style-type: none"> перевірити: - наявність акту огляду раніше виконаних робіт; - виконання очищення поверхні нижчого шару від сміття, бруду, снігу та криги; - рівність поверхні нижчого шару або фактичну величину заданого ухилу; - винесення відміток чистої підлоги; - установку маякових рейок (відстань між рейками, надійність кріплення, відмітка верху рейок); - установку пробок в місцях розташування 	<ul style="list-style-type: none"> Візуальний Те ж Вимірювальний, не менше 5 вимірів на 50-70 кв.м поверхні вимірювальний Технічний огляд 	Акт огляду прихованих робіт, загальний журнал робіт

Етапи робіт	Контролюючі операції	Контроль (метод, об'єм)	Документація
	прорізів отворів, анкерів.	Візуальний	
Укладання бетонної суміші	контролювати: - дотримання технології укладання бетонної суміші, (якість загладжування поверхні і ступінь ущільнення бетону); - товщину бетону, що укладається; - якість закладення робочих швів.	Візуальний Вимірювальний Візуальний	Загальний журнал робіт
Приймання виконаних робіт	перевірити: - фактичну величину міцності бетону; - дотримання заданих розмірів товщини, площин, відміток і ухилів; - зовнішній вигляд поверхні підлоги; - зчеплення покриття підлоги з нижнім шаром.	Вимірювальний Те ж Візуальний Технічний огляд	Акт приймання виконаних робіт

Контрольно-вимірювальний інструмент: рулетка, рівень будівельний, двометрова рейка, нівелір, лінійка металева.

Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - в процесі виконання робіт.

Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.

4.2.5. Матеріально-технічні ресурси.

Таблиця 4.3 – Матеріально-технічні ресурси

Найменування	кількість
Обладнання	
Понижаючий трансформатор	1
Електромеханічний вібратор	2
Вібратор поверхневий	2
Віброрейки	2
Компресор	1
Інвентар і пристосування	
Бункер неповоротний з бічним розвантаженням, об'ємом 1 м куб.	4
Бункер поворотний об'ємом 1 м куб.	2
Контейнер-кладова	1
Ручний інструмент	
Гайковерт	2
Пістолет фарборозпилювач	1
Домкрат вантажопідйомністю 2 т	2
Набір ключів	2 компл.
Дріт розмітковий довжиною 15 м	2
Рівень	2
Щітка сталева	2
Лопата	4
Лом	2
Кувалда	2
Кельма	6
Контрольно-вимірвальний інструмент	
Рулетка	1
Висок	3
Шаблон	2
Термометри	4

Висновки до розділу 4

1. Визначено методи виконання робіт під час будівництва монолітної будівлі.
2. Розроблено технологічну карту на бетонування типового монолітного залізобетонного перекриття блоку «А» готельного комплексу.

Таблиця 4.1. – Калькуляція трудових витрат на бетонування перекриття типового поверху

Відомість витрат праці

№п/п	Найменування робіт	Од. виміру	Кількість	Пункт ЄніР або	Норма часу		трудоємність		Склад ланки робочих за ЄніР
				СНіП	чел.-ч	маш.-ч	чол.- дн	маш.-зм	
1	Встановлення опалубки	1 м ²	256	Е4-1-34 таблиця 5	0,3	-	10	-	Тесляр 4 розряду – 1, 2 розряду – 1
2	Установка і в'язка арматури окремими стержнями діаметр арматури до 18 мм	1 т	9,74	Е4-1-46	8	-	10	-	Арматурщик 5 розряду – 1, 2 розряду - 1
3	Укладання бетонної суміші в конструкції плит перекриттів об'ємом понад 30 м ³	1 м ³	51,2	Е4-1-49	0,22	0,22	1.4	1.4	Бетонщик 4 розряду – 1
4	Розбирання опалубки	1 м ²	256	Е4-1-34 таблиця 5	0,15	-	5	-	Тесляр 3 розряду – 1, 2 розряду - 1

5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1 Вступ

Згідно завдання на дипломне проектування, процес організації будівництва розробляється до моменту здачі під монтаж внутрішніх і зовнішніх комунікацій.

Процес організації будівництва складається з трьох етапів:

1. етап - підготовчий період - в процесі якого створюється будівельний майданчик, комплектуються бригади, прокладаються зовнішні інженерні мережі і дороги, завозяться необхідні матеріали і конструкції на початкову стадію будівництва. Кількість трудовитрат - 3% від трудовитрат основного періоду.

2. етап - основний - в процесі якого зводяться конструкції будівлі. Тривалість етапу визначається за календарним графіком виконання робіт.

3. етап - заключний період:

- благоустрій території, тривалість - 3% від трудовитрат основного періоду;

- здача об'єкта в експлуатацію, тривалість - 3% від трудовитрат основного періоду.

Організація будівництва об'єкта ведеться потоковим методом, який передбачає поєднання окремих видів робіт. При цьому об'єкт розбивається на захватки (яруси) по висоті поверху, в межах яких розвиваються спеціалізовані потоки, які входять до складу об'єктного потоку. Технологічний процес зведення об'єкту ділиться на три основні складові процеси: зведення підземної частини, зведення надземної частини будівлі та оздоблювальні роботи. При цьому виконання подальшого процесу проводиться після виконання попереднього.

Калькуляція трудових витрат розраховується для основних конструктивних елементів яких в даній роботі прийнято - 3.

1. Влаштування нульового циклу;
2. Влаштування типового поверху;
3. Влаштування покрівлі.

Календарний план будівництва і генплан розроблено відповідно до вимог ДБН А.3.1.5-96 «Організація будівельного виробництва». Календарний план розробляється з метою визначення терміна будівництва, як окремих видів робіт, так і будівництва в цілому, а також ув'язування робіт в часі і забезпечення технологічної послідовності виконання робіт.

Будгенплан розробляється з метою забезпечення заходів з техніки безпеки і охорони праці при будівництві об'єкта відповідно до ДБН А.3.2.-2-2009 ССБП «Техніка безпеки в будівництві», а також для забезпечення відповідних санітарно-гігієнічних умов.

5.2 Характеристика об'єкта і умов будівництва

Ділянка будівництва, що проектується розташована в м Одеса. Територія спланована з абсолютними відмітками 51.4-51.5м. Територія мікрорайону має широко розвинену мережу підземних комунікацій.

Район будівництва має наступні природно-кліматичні умови:

- швидкісний нормативний тиск вітру для V району - 0,46 кПа;
- вага снігового покриву для I району - 0,88кПа;
- розрахункова температура зовнішнього повітря – мінус $18^{\circ}\tilde{N}$;
- рельєф місцевості - спокійний;

Будівля складається з трьох зблокованих секцій загальною довжиною 85 м. Блок «А» - п'ятиповерховий, блоки «Б» і «В» - одноповерхові.

Конструктивне рішення ґрунтується на комплексній ув'язці з його об'ємно-планувальним і архітектурно-художнім рішенням. Несучі конструкції будівлі запроектовані з монолітного залізобетону. Крок колон каркасу в поздовж-

ньому напрямку: 5.6 і 6 м, в поперечному напрямку: 4.5 і 6 м. Зовнішні стіни ненесучі, виконані з комірчастого бетону товщиною 400 мм з системою вентиляваного фасаду. Зовнішній шар виконується з облицювальної цегли і є формотворчим і захищаючим від атмосферних впливів шаром. Монолітні залізобетонні колони будівлі виконані в плані квадратними. Перетин колон 400 х 400 мм. Перекриття - монолітна залізобетонна плоска плита товщиною $B = 200$ мм. Перегородки: міжсекційні виконуються цегляними товщиною 120 мм; міжкімнатні виконуються з гіпсокартону товщиною 90мм.

5.3 Календарний план будівництва

5.3.1 Обґрунтування прийнятого терміну будівництва і вибір форми календарного плану.

Термін будівництва об'єкта визначається по СНіП 1.04.03-85 «Норми тривалості будівництва» в залежності від призначення будівлі, його будівельного обсягу загальної площі і становить для нашого об'єкта 17 місяців.

Ці норми є граничними, тобто допускається проектувати будівництво в більш короткий термін, якщо це можливо, а перевищувати його забороняється.

Календарний план розроблений у формі лінійного графіка, тому що об'єкт будівництва простий, в ньому немає складних залежностей між окремими процесами.

Розробка календарного плану здійснена відповідно до вимог ДБН А.3.1.5-96 «Організація будівельного виробництва» на підставі відомості трудомісткості, розрахованої з використанням відомості об'ємів робіт і нормативних документів. В основу розробки календарного плану покладено потоковий метод організації СМР.

5.3.2 Методи провадження робіт, підбір монтажних механізмів, визначення структури будівельного виробництва.

Організація будівництва об'єкта ведеться потоковим методом. При цьому: об'єкт розділяється на дві захватки, в межах яких розвиваються спеціалізовані потоки, які входять до складу об'єктного потоку.

При визначенні структури будівельного виробництва виділяємо три основні цикли робіт: зведення підземної частини, зведення надземної частини будівлі та оздоблювальні роботи. При цьому виконання подальшого процесу проводиться після виконання попереднього.

При будівництві об'єкта використовуються наступні машини і механізми:

Зрізування рослинного шару проводиться бульдозером ДЗ-28 з переміщенням в тимчасовий резерв на вільне місце для подальшого використання при озелененні території. Котлован під будівлю відривається екскаватором ЕО-5015

Зворотне засипання пазух під'їзної частини виконується бульдозером

ДЗ-17 з пошаровим ущільненням ґрунту пневмотрамбувачами ДУ-12Б або самохідними котками.

Монтаж каркаса будівлі здійснюється за допомогою баштового крана КБ-100.3, підбір якого був виконаний у попередньому розділі. Особлива увага приділяється міцності і стійкості будівлі на всіх стадіях її зведення, для цього строго дотримується порядок монтажу, при якому, перш ніж приступити до монтажу конструкції наступного поверху або ярусу, повинен бути закінчений монтаж конструкцій розташованого нижче поверху або ярусу.

5.3.3 Встановлення номенклатури і підрахунок об'ємів робіт.

Номенклатура робіт встановлюється на основі того, які роботи потрібно виконати з будівництва даного об'єкта. Перелік робіт встановлюється з якомога більшою деталізацією, яка відповідає деталізації робіт, прийнятих в ЄНіР.

Об'єми робіт розраховуються за конструктивними схемами, і визначаються тільки для основних робіт встановленої номенклатури.

Таблиця 5.1 – Калькуляція об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Формули та ескізи	Од. вим.	Кіл.
	Земляні роботи			
1	Зрізування ґрунтового-рослинного шару	$S=1330 \text{ м}^2$ (Площа дна котловану)	1000 м^2	1,3
2	Розроблення ґрунту	$V= 1330 \times 3.6=4790 \text{ м}^3$	100 м^3	4.79
3	Ущільнення дна котловану важким трамбуванням масою 5 т.	$S=1330 \text{ м}^2$ (Площа дна котловану)	100 м^2	1,3
4	Кінцеве допрацювання дна котловану бульдозером	$S=1330 \text{ м}^2$ (Площа дна котловану)	1000 м^2	1.33
	Влаштування фундаментів			
5	Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів	$V= 86.6 \text{ м}^3$ (див. план і розріз фундаментів)	м^3	86.6
6	Влаштування опалубки з/б стін підвалу	$S=1523,2 \text{ м}^2$ (площа поверхні стін)	м^2	1523,2
7	Влаштування армокаркасу з/б стін підвалу	16.1 т (див. розділ будівельні конструкції)	т	16.1
8	Бетонування стін підвалу	$V= 304.6 \text{ м}^3$	м^3	304.6
9	Розбирання опалубки стін підвалу	$S=1523,2 \text{ м}^2$ (площа поверхні стін)	1м^2	1523,2
10	Влаштування опалубки з/б колон	$S=102,4 \text{ м}^2$ (площа поверхні колон)	1м^2	102,4
11	Влаштування армокаркасу з/б колон	1.35 т (див. розділ будівельні конструкції)	т	1,35
12	Бетонування з/б колон	$V= 10.3 \text{ м}^3$	1м^3	10,3
13	Розбирання опалубки з/б колон	$S=102,4 \text{ м}^2$ (площа поверхні колон)	1м^2	102,4
14	Зворотне засипання пазах котловану з транспортуванням на 20 м.	$V= 1990 \text{ м}^3$	100 м^3	19,9
15	Влаштування бетонної підготовки під підлоги підвалу	$S=1330 \text{ м}^2$ (Площа підлоги підвалу)	100 м^2	13,3
	<u>Влаштування типового поверху блоку «А»</u>			

№ п/п	Найменування робіт	Формули та ескізи	Од. вим.	Кіл.
16	Влаштування опалубки з/б колон	$S=72 \text{ м}^2$ (площа поверхні колон)	1 м^2	72
17	Влаштування армокаркасу з/б колон	5.1 т (див. розділ будівельні конструкції)	т	5,1
18	Бетонування з/б колон	$V= 7.2 \text{ м}^3$	1 м^3	7,2
19	Розбирання опалубки з/б колон	$S=72 \text{ м}^2$ (площа поверхні колон)	1 м^2	72
20	Влаштування опалубки з/б стін	$S=213 \text{ м}^2$ (площа поверхні стін)	1 м^2	213
21	Влаштування армокаркасу з/б стін	5.4 т (див. розділ будівельні конструкції)	т	5,4
22	Бетонування з/б стін	$V= 31.9 \text{ м}^3$	1 м^3	31,9
23	Розбирання опалубки з/б стін	$S=213 \text{ м}^2$ (площа поверхні стін)	1 м^2	213
24	Влаштування опалубки з/б перекриття	$S=256 \text{ м}^2$ (площа перекриття)	1 м^2	256
25	Влаштування армокаркасу з/б перекриття	10.2 т (див. розділ будівельні конструкції)	т	10,2
26	Бетонування з/б перекриття	$V= 51.2 \text{ м}^3$	1 м^3	51,2
27	Розбирання опалубки з/б перекриття	$S=256 \text{ м}^2$ (площа перекриття)	1 м^2	256
28	Влаштування зовнішніх цегляних стін	$V= 51.6 \text{ м}^3$ (площа поверхності стін*товщина)	1 м^3	51,6
29	Влаштування цегляних перегородок	$S=213 \text{ м}^2$ (площа поверхні перегородок)	1 м^2	118, 5
30	Встановлення дерев'яних віконних рам, внутрішніх дверей	$S=69 \text{ м}^2$ (площа віконних отворів)	100 м^2	0,69
31	Штукатурка внутрішніх поверхонь поліпшена	$S=352 \text{ м}^2$ (площа поверхні стін)	м^2	352
32	Влаштування підготовки під підлогу	$S=256 \text{ м}^2$ (площа підлоги типового поверху)	100 м^2	2,56
	<u>Покрівельні роботи</u>			
33	Утеплення покрівлі	$S=256 \text{ м}^2$ (площа покрівлі)	100 м^2	2,56

№ п/п	Найменування робіт	Формули та ескізи	Од. вим.	Кіл.
34	Влаштування вирівнюючих шарів	$S=256 \text{ м}^2$ (площа покрівлі)	100 м ²	2,56
35	Влаштування рулонного килима	$S=256 \text{ м}^2$ (площа покрівлі)	100 м ²	2,56

5.3.4 Розрахунок витрат праці та потреби в машино-змінах.

Розрахунок витрат праці та потреби у машинозмінах наведений у табл. 5.2.

5.3.5 Відомість матеріалів на влаштування типового поверху блоку «А»

Таблиця 5.3 – Відомість матеріалів на влаштування типового поверху блоку «А»

№ п/п	Найменування матеріалу	Од. вим.	Кількість
1	Арматура	т	20,7
2	Бетон важкий В25	м ³	90,3
3	Цегла	м ³	65,8
4	Дерев'яні вікна та двері	м ²	69
5	Розчин будівельний	м ³	32,6

Таблиця 5.2 – Розрахунок витрат праці та потреби у машинозмінах

№ п/п	Обґрунтування	Найменування робіт	Од. вим	Кіл	Норми на одиницю виміру		Витрати праці на весь об'єм робіт		Склад ланки	Число змін	Число ланок	Тривалість, дні
					Чол-г.	Маш-г.	Чол-г.	Маш-г.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	-	Підготовчі роботи	-	-	-	-	(3%)	-	Робітники різних професій – 9 чоловік	2	1	
		Земляні роботи										
2	Е 2-1-5	Зрізування ґрунтово-рослинного шару	1000 м ²	1,33	0,84	0,84	1,18	1,18	Машиніст 6 р - 1	1	1	1
3	Е 2-1-22	Розроблення ґрунту	100 м ³	47,9	1,03	1,03	49,3	49,3	Машиніст 6 р - 1	2	1	4
4	Е 2-1-33	Ущільнення дна котловану важким трамбуванням масою 5 т.	100 м ²	13,3	10,6	10,6	140,9	140,9	Машиніст 5 р - 1 Такелажник 3 р - 1	2	1	12
5	Е 2-1-36	Кінцеве допрацювання дна котловану бульдозером	1000 м ²	1,33	3,8	3,8	5,1	5,1	Машиніст 6 р – 1	1	1	1
ВСЬОГО:							196,5	196,5				18
		Влаштування фундаментів										
6	УКН IV-15	Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів	м ³	86,6	5,9	-	510,9	-	Бетонщики 3 р - 1 2 р – 1 Теслярі 4р – 1 Арматурщики 4 р - 1 2 р – 1	2	2	16
7	Е4-1-37	Влаштування опалубки з/б стін підвалу	1м ²	1523,2	0,24	-	365,5	-	Теслярі 4р-1, 2р-2	2	2	12
8	Е4-1-46	Влаштування армокаркасу з/б стін підвалу	т	16.1	17	-	273,8	-	Арматурщики 4 р - 1 2 р – 1	2	2	9

№ п/п	Обґрунтування	Найменування робіт	Од. вим	Кіл	Норми на одиницю виміру		Витрати праці на весь об'єм робіт		Склад ланки	Число змін	Число ланок	Тривалість, дні
					Чол-г.	Маш-г.	Чол-г.	Маш-г.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
9	E4-1-49	Бетонування стін підвалу	1м ³	304.6	1,2	-	365,5	-	Бетонщики 3р-1 2р-1	2	2	12
10	E4-1-37	Розбирання опалубки стін підвалу	1м ²	1523,2	0,14	-	213,2	-	Плотники 3р-1, 2р-2	2	2	7
11	E4-1-37	Влаштування опалубки з/б колон	1м ²	102,4	0,24	-	24,5	-	Теслярі 4р-1, 2р-2	2	1	2
12	E4-1-46	Влаштування армокаркасу з/б колон	т	1,35	17	-	22,9	-	Арматурщики 4р-1 2р-1	2	1	2
13	E4-1-49	Бетонування з/б колон	1м ³	10,3	1,2	-	12,3	-	Бетонщики 3р-1 2р-1	2	1	1
14	E4-1-37	Розбирання опалубки з/б колон	1м ²	102,4	0,14	-	14,33	-	Теслярі 3р-1, 2р-2	2	1	1
15	E 2-1-34	Зворотне засипання пазух котловану з транспортуванням на 20 м.	100 м ³	19,9	0,89	0,89	17,7	17,7	Машиніст 5р-2	2	1	2
16	УКН IV- 34	Влаштування бетонної підготовки під підлоги підвалу	100 м ²	13,3	9,48	-	126,1	-	Бетонщики 3р-1 2р-1	2	2	4
ВСЬОГО:							194	17,7				68
17		<u>Влаштування типового поверху блоку «А»</u>										
18	E4-1-37	Влаштування опалубки з/б колон	1м ²	72	0,24	-	17,28	-	Теслярі 4р-1, 2р-2	1	1	2
19	E4-1-46	Влаштування армокаркасу з/б колон	т	5,1	17	-	86,7	-	Арматурщики 4р-1 2р-1	2	2	3
20	E4-1-49	Бетонування з/б колон	1м ³	7,2	1,2	-	8,64	-	Бетонщики 3р-1 2р-1	1	1	1
21	E4-1-37	Розбирання опалубки з/б колон	1м ²	72	0,14	-	10,1	-	Теслярі 3р-1, 2р-2	1	1	2

№ п/п	Обгрунтування	Найменування робіт	Од. вим	Кіл	Норми на одиницю виміру		Витрати праці на весь об'єм робіт		Склад ланки	Число змін	Число ланок	Тривалість, дні
					Чол-г.	Маш-г.	Чол-г.	Маш-г.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
22	E4-1-37	Влаштування опалубки з/б стін	1м ²	213	0,24	-	51,12	-	Теслярі 4р-1, 2р-2	2	2	2
23	E4-1-46	Влаштування армокаркасу з/б стін	т	5,4	17	-	91,8	-	Арматурщики 4 р-1 2 р-1	2	2	3
24	E4-1-49	Бетонування з/б стін	1м ³	31,9	1,2	-	38,3	-	Бетонщики 3 р-1 2 р-1	2	2	2
25	E4-1-37	Розбирання опалубки з/б стін	1м ²	213	0,14	-	29,82	-	Теслярі 3р-1, 2р-2	2	2	1
26	E4-1-34	Влаштування опалубки з/б перекриття	1м ²	256	0,24	-	61,4	-	Теслярі 4р-1, 2р-2	2	2	2
27	E4-1-46	Влаштування армокаркасу з/б перекриття	т	10,2	17	-	173,4	-	Арматурщики 4 р-1 2 р-1	2	2	6
28	E4-1-49	Бетонування з/б перекриття	1м ³	51,2	1,2	-	61,4	-	Бетонщики 3 р-1 2 р-1	2	2	2
29	E4-1-34	Розбирання опалубки з/б перекриття	1м ²	256	0,14	-	35,8	-	Теслярі 3р-1, 2р-2	2	2	1
30	E3-4	Влаштування зовнішніх цегляних стін	1м ³	51,6	13,2	-	681,1	-	Каменярі 4 р-1, 3 р-1	2	2	22
31	E3-12	Влаштування цегляних перегородок	1м ²	118,5	0,66	-	78,2	-	Каменярі 4 р-1, 2 р-1	2	2	3
32	E 6-15	Встановлення дерев'яних віконних рам, внутрішніх дверей	100 м ²	0,69	40	-	27,6	-	Теслярі 4р-2	2	2	1
33	E 8-4	Штукатурка внутрішніх поверхонь поліпшена	м ²	352	0,53	-	186,6	-	Штукатур 3р-1	2	2	6
34	УКН VI-34		100 м ²	2,56	9,48	-	24,3	-	Бетонщики 3р-1 2р-1	2	2	1
		ВСЬОГО					168 6.8 6					64

№ п/п	Обґрунтування	Найменування робіт	Од. вим	Кіл	Норми на одиницю виміру		Витрати праці на весь об'єм робіт		Склад ланки	Число змін	Число ланок	Тривалість, дні
					Чол-г.	Маш-г.	Чол-г.	Маш-г.				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
		Покрівельні роботи										
35	УКН VI-41	Утеплення покрівлі	100 м ²	2,56	10,9	-	27,9	-	Термоізолювач 4р-3 Такелажники 2р-1 Транспортні роботи 2р-1	1	1	4
36	УКН VI-42	Влаштування вирівнюючих шарів	100 м ²	2,56	15,8	-	21,5	-	Покрівельники 5р-1 Такелажники 2р-1 Транспортні роботи 2р-1	1	1	3
37	УКН VI-39	Влаштування рулонного килима	100 м ²	2,56	22,6	-	57,8	-	Гідроізолювачі 3р-3 Такелажники 2р-1 Транспортні роботи 2р-1	1	2	4
ВСЬОГО:							107,2					11
38	-	Здача об'єкту під монтаж інженерних мереж	-	-	-	-	(3%)	-	Робітники різних професій 10 чол.	2	1	
39	-	Невраховані роботи	-	-	-	-	(15%)	-	Робітники різних професій 2 чол	2	1	

5.3.6 Калькуляція трудовитрат з основних розділів.

Таблиця 5.4 – Калькуляція трудовитрат з основних розділів

Найменування робіт	Q (чол*день)	T (днів)
Підготовчі роботи	317.3	20
Земляні роботи	196.5	18
Влаштування фундаментів	1946.73	68
Влаштування типового поверху	1686,86	64
Зведення надземної частини	8434.3	320
Покрівельні роботи	107,2	11
Невраховані роботи	740.4	46
Здача об'єкту під монтаж інженерних мереж	1586,5	20

5.4 Техніко-економічні показники проекту

Відповідно до СНіП 3.01.01-85 основними техніко - економічними показниками ППР є ті, що наведені у табл. 5.5.

Таблиця 5.5 – Основні техніко-економічні показники проекту

Показник	Од. вим.	Кіл-ть
Будівельний об'єм	м ³	10360
Площа будівлі	м ²	2843
Тривалість будівництва		
по СНіПу	міс.	13
за проектом	міс.	10
Загальна трудомісткість	чол.-дн.	15016
Трудомісткість на 1 м ³	чол.-дн.	1.45
Максимальна кількість робочих	чол.	38
Середня кількість робочих	чол.	18

Висновки до розділу 5

1. Розраховано та побудовано календарний план будівництва будівлі готельного комплексу.
2. Визначено основні техніко-економічні показники проєкту.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Ділянка проектованого будівництва розташована в м. Одеса. Територія спланована з абсолютними відмітками 51.4-51.5м. територія мікрорайону має широко розвинену мережу підземних комунікацій.

2. Генплан ділянки розроблений на підставі геотопозйомки земельної ділянки площею 0.136 га, розташованої в м. Одеса. Вертикальне планування виконане з урахуванням топографічних, інженерно-геологічних і будівельних вимог, особливостей рельєфу та прилеглої території.

3. Об'ємно-планувальні рішення будинку визначаються жорсткими умовами відведеної ділянки: інсоляція існуючих і споруджуваних житлових будинків і необхідність зберегти множинні підземні комунікації. Цим умовам в найбільшій мірі відповідають зблоковані різноповерхові секції.

4. Конструктивне рішення ґрунтується на комплексній ув'язці з його об'ємно-планувальним і архітектурно-художнім рішенням.

5. Виконаний теплотехнічний розрахунок стін. При товщині утеплювача 7 см у заданих кліматичних умовах показники теплопередачі стін відповідають нормативним вимогам.

6. Відповідно до класифікації ґрунтів за результатами інженерно-геологічних вишукувань і таблицею 1.1 ДБН В.1.1-12: 2006 [5] ґрунти майданчика будівництва необхідно віднести до другої категорії за сейсмічними властивостями.

7. Розрахунки комп'ютерної 3Д-моделі виконані за допомогою програмного комплексу «МОНОМАХ». Розрахункова схема, прийнята у вигляді просторової системи, відображає конструктивне рішення розглянутої будівлі і включає стрижневі й пластинчасті (оболонкові) кінцеві елементи.

8. Визначено навантаження та впливи на будівлю, що розраховується. Розрахунок моделі виконаний на основні і особливі сполучення навантажень.

9. Для задоволення вимог ДБН [5] за сумою модальних мас, комп'ютерна модель будівлі була розрахована на 12 форм власних коливань. Результати розрахунків свідчать про те, що максимальні значення перекосів поверхів становлять - $1/1490$ висоти поверху при сейсмічних впливах 7 балів, що не перевищує допустиме значення, рівне $1/250$.

10. Розглянуто два варіанти влаштування фундаментів під колони – стовпчастий фундамент на основі, ущільненому важкими трамбовками; фундамент з призматичних паль завдовжки 15 м, що забиваються дизель-молотом. Виконані розрахунки обох варіантів фундаментів.

11. На підставі техніко-економічного аналізу варіантів приймаємо I варіант - влаштування стовпчастих фундаментів на основі, ущільненій важкими тромбовками.

12. Розроблено технологічну карту на бетонування типового монолітного залізобетонного перекриття блоку «А» готельного комплексу.

13. Розраховано та побудовано календарний план будівництва будівлі готельного комплексу, встановлено техніко-економічні показники проекту.

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАННЯ

1. Арнольд К. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий / Арнольд К., Рейтерман Р. — М.:Стройиздат,1987.-195с.
2. 4.Байков В.Н. Железобетонные конструкции. /Байков В.Н., Сигалов Э.Е. — М.:Стройиздат, 1985. – 728 с.
3. Бондаренко В.М., Римшин В.И. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. Изд 2-е, дополненное – М.: «Высшая школа», 2007.
4. Гордеев В.Н., Лантух-Ляшенко, Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичутин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006 – 478 с.
5. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / Городецкий А.С., Евзеров И.Д. — К.: Факт, 2007. – 394 с.
6. ДБН 360-92**. Містобудування, планування і забудова міських і сільських поселень. – Мінбудархітектури, Київ, 1992. – 92 с.
7. ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва».-К.: Держкоммістобудування України, 1996.-53с.
8. ДБН В.2.2-9-99 "Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення". - Держбуд України, Київ, 1999. – 53 с.
9. ДБН В.2.2-15-2005 «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення». - Державний комітет України з будівництва та архітектури, Київ, 2005. – 76с.
10. ДБН В.2.6 – 31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель». Мінбуд України – К.: Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006 – С.65
11. ДБН В.1.2-5-2007 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів»- К.:2007

12. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожарная безопасность объектов строительства» Госстрой Украины – К.:2003 – С.42.
13. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия . - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006.- 60с.
14. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006.- 84с.
15. Дикман Л. Г. Организация, планирование и управление строительным производством. Учебник для строительных вузов и фак. М., «Высш. школа», 1976. 424 с. с ил.
16. ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій». Загальні технічні умови (ISO 6935-2¹⁹⁹¹? NEF) – К.: Держпоживстандарт України, 2007.
17. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогибы и перемещения. Требования проектирования». Минстрой Украины – К.:Издательство «Сталь», 2006 – С.10
18. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов /Дроздов П.Ф. — Издание второе, переработанное и дополненное. – М.: Стройиздат, 1977. -223с.
19. Золотков А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий / Золотков А.С. – Кишинэу: Картя Молдовей, 2000 – 284с.
20. Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные зданий / Измайлов Ю.В. – Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1989 – 290с.
21. Кузнецов В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов железобетонных конструкций. Курсовое и дипломное проектирование. – М.: Издательство АСВ – 2000.
22. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах /Мартемьянов А.И. — Учеб. пособие для вузов. – М.: Стройиздат, 1955. – 255 с., ил.

23. Методические указания к выполнению курсовой работы «Проектирование календарных планов строительства отдельных объектов в различных формах» по дисциплине «Организация строительного производства». (Для специальности 7.092101 и 8.092101 ПГС) / Курган П.Г., Файзулина О.А., Волков Е.М. –Одесса,2005.-43с.
24. Ньюмарк Н. Основы сейсмостойкого строительства / Ньюмарк Н. Розенблюэт Э. — Пер.с англ. -М.:Стройиздат,1980.-344с.
25. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. (Основы теории сейсмостойкости) / Поляков С.В.— М.: Высшая школа, 1983. - 304 с.
26. Попов Н.Н. Расчет конструкций на динамические и специальные нагрузки: Учеб. пособие для вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во»/ Н.Н. Попов, Б.С.Расторгуев, А.В. Забегаев. – М.: Высш. шк., 1992. – 319с.: ил.
27. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Книга 1 / Городецкий А. С. и др. – Киев.:НИИАСС, 2002. – 147 с.
28. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций «Лира-Windows», версия 9.2. Справочно-теоретическое пособие / Под ред.академика АИН Украины А.С.Городецкого К.: НИИАСС, "Факт",2003 – 464 с.
29. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. (под ред. Д-ра техн. Наук А.Б. Голышева) – К.:Будивельник, 1990.
30. Расчет сооружений на сейсмические воздействия / под. ред. докт. техн. наук., проф. Э.Е.Хачияна.— Ереван: АрмНИИС, «Айастан», 1982. – 126 с.
31. Рекомендации по определению сейсмической нагрузки для сооружений с учетом пространственного характера воздействия и работы конструкции / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.— М.: 1989.— 142 с.
32. Репях В.В. Обобщение опыта сейсмических расчетов в вычислительном центре КиевЗНИИЭП / Репях В.В. // Будівельні конструкції. – Київ, НДІБК, 2006. — Вип.№64. – С.123-127.

33. Сейсмостойкое строительство зданий / под. ред. И.Л.Корчинского. — Учеб. пособие для вузов. — М.; «Высш. Школа», 1971. — 320с. с илл.
34. Смирнов В.И. Каркасные здания с безбалочными перекрытиями. /Смирнов В.И. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2002. — №1.— С.12-16.
35. СНиП 2.3.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». — М.: Стройиздат, 1989.
36. «Технология строительного производства» С.С. Атаев, В.А. Бондарик, издательство «Высшая школа» 1977 год.
37. Тихонов И.Н. «Армирование элементов монолитных железобетонных зданий». Пособие по проектированию. М.: - 2007
38. Уздин А.М Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. — СПб., 1993. — 176с. — ISBN 5-85529-010-7.
39. Учет динамического взаимодействия зданий с основанием при расчетах на воздействия акселерограмм / [Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г., Бабик К.Н., Недзведская О.Г.] // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 60. - К.: НДІБК, 2004.-С.285-291.
40. Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. / Ханджи В.В. — М.: Стройиздат, 1977. -187с.
41. Хачиян Э.Е. Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения. /Хачиян Э.Е. — Ереван: Айастан,1973. -326с.
42. SCAD для пользователя / [Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Трофимчук А.М.] // Киев: ВВП «Компас», 2000.— 332 с.
43. Методические указания по расчету оснований и конструированию фундаментов зданий и сооружений новский А. В., Демчук С. Е., Митинский В. М., Тугаенко Ю. Ф., Ересько Е. Г.

44. Методические указания по определению нагрузок и воздействий на фундаменты зданий и сооружений. А. И. Догадайло.
45. «Технология строительных процессов», А.А. Афанасьев, Н.Н. Данилов и др., Москва, «Высшая школа», 2001г.;
46. ДСТУ Б В.2.7-101-2000 «Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Общие технические условия»
47. ДБН В.2.6.-14-97 «Конструкции зданий и сооружений. Покрытия зданий и сооружений» с изм. №2.
48. ГОСТ 12.3.040-86 «Работы кровельные и гидроизоляционные. Требования безопасности»
49. Технологическая карта на устройство и ремонт кровель из битумно полимерных наплавляемых рулонных материалов «Акваизол». Завод кровельных материалов «Акваизол». Харьков 2008г.
50. ДБН А.3.2.-2-2009 ССБП «Техника безопасности в строительстве».
51. ППБ-95-86 «Правила пожарной безопасности при проведении строительно монтажных работ».
52. ДБН А.3.1.5-06 «Организация строительного производства»