

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект 10-поверхового житлового будинку у Тернополі з дослідженням монолітних конструкцій

Виконав: студент _____ курсу, групи МБд-2
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

_____ (підпис)

Сабох О.Є.

(прізвище та ініціали)

Керівник

_____ (підпис)

Чорномаз Н.Ю.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

_____ (підпис)

Данильченко С.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

_____ (підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

_____ (підпис)

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2020

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень Магістр

Напрямок підготовки _____

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

« _____ » _____ 2020 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Сабох Олег Євгенович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект 10-поверхового житлового будинку у Тернополі з дослідженням монолітних конструкцій

Керівник проекту (роботи) Чорномаз Наталія Юріївна, к.т.н., ст. викладач.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « 28 » вересня 2020 року № 4/7 – 681

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 15.12.2020 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Будівництво 10-ти поверхового житлового будинку, місто будівництва – м. Тернопіль, фундаменти палеві із зб паль, ростверки монолітні залізобетонні, каркас – монолітний, стіни – із газобетонних блоків твщ. 360мм, перекриття монолітне залізобетонне.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, розрахунок 4 видів фундаментів та вибір найбільш придатного для реалізації проекту. Виконано наукове дослідження по моделюванню роботи монолітного каркасу з врахуванням жорсткості стінового заповнювача при дії сейсмічних навантажень. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

Фасад, план 1-го поверху, план типового поверху, розріз по сходовій клітці

схема розміщення паль, специфікація арматурних виробів,

Схеми розміщення паль, графіки по науковій частині, будгенплан.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Чорномаз Н.Ю., к.т.н.,ст.викл.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 05.10.2020р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	19.10.2020	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	26.10.2020	
3	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	09.11.2020	
4	Розрахунок 4 видів фундаменту	16.11.2020	
5	Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів		
6	Виконання дослідження по моделюванню роботи монолітного каркасу з врахуванням жорсткості стінового заповнювача при дії сейсмічних навантажень.	23.11.2020	
7	Розробка заходів охорони праці.	30.11.2020	
8	Заходи щодо захисту від НС.	07.12.2020	

Студент _____
(підпис)

Сабох О.Є. _____
(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____
(підпис)

Чорномаз Н.Ю. _____
(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ

1. Архітектурно-будівельна частина

- 1.1. Характеристика ділянки будівництва
- 1.2. Геологічні і гідрогеологічні дані
- 1.3. Функціональне призначення проєктованого об'єкта
- 1.4. Обґрунтування генерального плану об'єкта
- 1.5. Конструктивні рішення
- 1.6. Техніко-економічні показники
- 1.7. Основні техніко-економічні показники по генплану
- 1.8. Опорядження будинку
- 1.9. Доступність території об'єкта для маломобільних груп населення

2. Розрахунково-конструктивна частина

- 2.1. Аналіз інженерно – геологічних умов будівельного майданчика
- 2.2. Вибір можливих варіантів фундаментів
- 2.3. Призначення глибини заставляння фундаменту
- 2.4. Визначення навантажень на фундаменти
- 2.5. Розрахунок і проєктування фундаментів на природній основі
- 2.6. Розрахунок та проєктування палевого фундаменту
- 2.7. Розрахунок та проєктування буронабивних паль

3. Науково-дослідний

- 3.1. Моделювання роботи монолітного каркасу з врахуванням жорсткості стінового заповнювача при дії сейсмічних навантажень
- 3.2. Порівняння величини зусиль і переміщень в схемах із заповненням і без нього

3.3 Розрахунок схеми без заповнення

3.4 Порівняння роботи схем з заповненням та без нього

Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Система управління охороною праці в будівельно –
монтажній організації

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Загальні висновки

Бібліографія

ВСТУП

Технологія зведення будівель у вигляді монолітно-каркасних конструкцій є однією з найбільш розповсюджених. Даний сучасний метод будівництва було впроваджено з метою економії ресурсів та скорочення термінів будівництва. Технологія зведення монолітно-каркасних конструкцій поєднує в собі несучі елементи каркасу із монолітного залізобетону та стінове заповнення із блоків або цегли. Ще одним важливим позитивним чинником для будівництва таких споруд є можливість зведення їх в умовах обмеженої міської забудови.

У таких конструкціях зазвичай застосовують палеві фундаменти.

Зовнішні і внутрішні стіни, як заповнення каркасу, виконують з цегли або штучних матеріалів. При проектуванні монолітних конструкцій потрібно враховувати їх вплив на жорсткість будівлі і на перерозподіл зусиль в елементах будівлі. Поглиблюється таке негативне явище від сейсмічних впливів.

Виконання розрахунку конструкцій каркасу з включенням в роботу штучного заповнення є досить трудомістким навіть при використанні сучасних розрахункових програм. У нормах проектування каркасних будинків з штучним заповненням прийнята методика розрахунку досить умовна і обмежена тільки розрахунком на міцність заповнення, що викликає певні складнощі при розрахунку конструкцій каркасу будинків на динамічні дії. Тому розв'язання питань впливу напружено-деформівного стану на елементи каркасних будинків є актуальними і важливими для розвитку будівельної галузі.

Мета цієї роботи полягає у дослідженні впливу заповнення на напружено-деформівний стан елементів монолітного залізобетонного каркасу.

Об'єкт, методи та джерела дослідження. Об'єктом дослідження є несуча здатність елементів монолітного залізобетонного каркасу.

Наукова новизна отриманих результатів. Отримала подальший розвиток методика комп'ютерного моделюючого експерименту для визначення показників НДС елементів монолітного залізобетонного каркасу.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати досліджень показників напружено-деформівного стану елементів монолітного залізобетонного каркасу від впливу заповнення доцільно застосовувати при проектуванні монолітно-каркасних житлових будівель

Апробація Окремі результати роботи доповідались на ІХ Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 25-26 листопада 2020 р.

Структура роботи. Робота складається з розрахунково- пояснювальної записки та графічної частини. Розрахунково-пояснювальна записка складається з вступу, 4 частин. Обсяг роботи: розрахунково-пояснювальна записка – арк. формату А4, графічна частина – 8 аркушів формату А1.

РОЗДІЛ 1

Архітектурно-будівельний

1.1 Характеристика ділянки будівництва

Ділянка об'єкту розташована у східній частині м. Тернополя по проспекту Ст. Бандери. Ділянка межує:

Північ – просп.. Ст. Бандери;

Схід – адмінбудинок ВАТ «Тернопільбуд»;

Південь – сектор приватної житлової забудови;

Захід – торгово-адміністративна будівля, 1 пов. нежитлові будівлі.

Ділянка в цілому відповідає містобудівним вимогам, забезпечується дотримання санітарних вимог. До історико-культурних, санітарно-охоронних зон, тощо, не відноситься. Даний робочий проект розроблено з врахуванням наступних кліматичних даних:

- Будівельно – кліматична зона	II в 3
- Глибина промерзання ґрунтів	0.8 (0.96) м
- Нормативно – швидкісний натиск вітру	550 Па
- Нормативне снігове навантаження	1400 Па
- Розрахункова зимова температура:	
а) найбільш холодної доби	- 25 ⁰ С
б) найбільш холодної 5 – денки	- 21 ⁰ С
- Середня температура опалювального періоду	- 0.2 ⁰ С
- Розрахункова зимова температура для вентиляції	- 8 ⁰ С
- Тривалість опалювального періоду	190 діб

- Середня швидкість вітру в січні	5.1 м/сек
- Літня розрахункова температура	24.1 ⁰ С
- Зона вологості	норм альна
Топографічні дані.	

В результаті геодезичних вишукувань виконаних СМП «Геодезія» у 2012р. році виявлено, що на земельній ділянці визначеній під будівництво рельєф ділянки складний з ухилом в південно-західному напрямку. На ділянці розміщені адміністративні, виробничі будівлі, гаражі, які підлягають зносу та інженерні мережі: водопровід, газопровід, електрокабель, каналізація, які підлягають демонтажу. Зелені насадження відсутні.

1.2 Геологічні і гідрогеологічні дані.

При розробці даного проекту використано технічний висновок про інженерно-геологічні умови на ділянці будівництва розробленим ФОП Кітура В.М. в 2010 р.

В результаті техніко-економічних обґрунтувань прийнято фундаменти із забивних залізобетонних висячих паль, основою яких є ґрунт - глина напівтверда, щільна, з дресвою вапняку, в нижній частині дресвяниста, сизовато-зелена до зеленої з такими характеристиками: $\gamma^2=19,4$ Кн/м³, $\varphi^2=19^\circ$; С2= 54 КПа. Підземні води на розвідану глибину не зустрінуті.

Місто Тернопіль належить до ІІБ кліматичного району. Розрахункова температура зовнішнього повітря – 20°С. Швидкісний напір вітру – 0,3кПа (30 кгс / м²). Вага снігового шару-0,7кПа(70 кгс / м²).

1.3 Функціональне призначення проектного об'єкта

Даним проектом передбачено будівництво багатоквартирного 10 пов. житлового будинку (122кв.) у наступному складі:

- 50 однокімнатних квартир
- 38 двохкімнатних квартири
- 28 трикімнатні квартири
- 2 чотирикімнатні квартири
- 4 п'ятикімнатних квартир у двох рівнях.

В підвальному поверсі запроектовано: техпідвал, електрощитова та комора прибирального інвентаря. Склад та площі приміщень запроектовані згідно ДБН. В – 2.2 – 9 – 99 „Громадські будинки та споруди” [1].

1.4 Обґрунтування генерального плану об'єкту

Генеральний план розроблений згідно ДБН 360 – 92 * „Планування і забудова міських і сільських поселень”[2]. та ДБН В. 2.3 – 5 – 2001 „Вулиці та дороги населених пунктів”[3].

Показники по генплану приведені у розділі ГП (арк.ЗД-ГП-1).

Генеральний план складений на основі завдання на проектування, містобудівних умов та обмежень і топографічного плану М 1:500 виконаного СМП «Геодезія» у 2012 році.

Даним проектом передбачено будівництво багатоквартирного житлового будинку (блок А) . Благоустрій передбачений на частині ділянки, що прилягає до проектного будинку. Крім основного будинку, на ділянці передбачено влаштувати :

Назва	Площа необхідна	Площа проектна	В тому числі I черга будівництва
Ігровий майданчик для дітей	627,2 м ²	686,0м ²	216,0м ²
Майданчик для відпочинку дорослого населення	89,6 м ²	112,0 м ²	56,0 м ²
Господарський майданчик	268,8м ²	280,0м ²	110,0м ²
Майданчик стоянки легкових автомобілів	250шт.	55шт 45шт - паркінг	31 шт

- дитячий майданчик;
- майданчик для відпочинку дорослих;
- господарський майданчик для сушки білизни;
- майданчик для контейнерів сміття;
- майданчики для стоянки легкових автомобілів.

Розрахунок площі майданчиків:

Загальна кількість квартир - 320.

Кількість мешканців - 320x2,8=896чол.

В основу рішення вертикального планування ділянки закладені:

- максимальне збереження рельєфу;

- відведення дощових вод в запроектовану дощову каналізацію та на існуючі проїзди і вулиці які прилягають до ділянки і частково на існуючий рельєф.

Проектом передбачено мостіння підходів і під'їздів, що при прийнятих нахилах забезпечує нормальне стікання атмосферних вод.

Озеленення ділянки вирішено, в основному, декоративними деревами і чагарниками стійкими у даних кліматичних умовах та які відповідають архітектурно-художнім вимогам.

У будинку функціонує сміттєпровід, звідки сміття потрапляє автомашинами на полігони відходів.

1.5 Конструктивні рішення

Фундаменти - із забивних з/б палів по ГОСТ 19804-79*,
- ростверки монолітні залізобетонні;

Стіни підвалу - монолітні залізобетонні,

Стіни поверхів

- зовнішні - із газобетонних блоків товщ. 360мм по
ДСТУ Б.В 2.7-137-2008;

-внутрішні - із газобетонних блоків товщ. 250мм по
ДСТУ Б.В 2.7-137-2008;

Перегородки - із газобетонних блоків товщ. 360мм по
ДСТУ Б.В 2.7-137-2008;

Перекриття покриття	і	- монолітне залізобетонне;
Перемички		- збірні залізобетонні по с. 1.038.1-1 вип. 1,2 - збірні залізобетонні по сер. 1.225-1 в.11
Прогони		
Сходи		- збірні залізобетонні, - марші по сер.1,151.1-6
Балконні плити	в.1 і	монолітних залізобетонних площадок; - монолітні залізобетонні.
Підлоги		- паркетні, мозаїчні, бетонні, із керамічної плитки
Дах		-суміщений
Віконні блоки		металопластикові
Дверні блоки		- металопластикові. металеві протиударні, внутрішні по с. 1.136.5-19
Огородження балконів		- з металевих кованих елементів.
Утеплювач		пінополістирол $\gamma \leq 50$ кг/м ³ , гравій керамзитовий $\gamma \leq 500$ кг /м ³ .

1.6 Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування	Один. виміру	Кількість
1	Блок А. Багатоквартирний житловий будинок. вул. С.Бандери, 36 в м. Тернополі.		
2	Вид будівництва.	Нове будівництво.	
3	Поверховість	поверх	10
4	Ступінь вогнестійкості		II
5	Площа ділянки	га	1,33
6	Площа забудови	м ²	1180
7	Кількість квартир у будинку, в тому числі:	один.	122
	- однокімнатних	один.	50
	- двокімнатних	один.	38
	- трикімнатних	один.	28
	- чотирикімнатних	один.	2
	- п'ятикімнатних	один.	4
8	Площа житлового будинку	м ²	10444
9	Площа квартир у будинку	м ²	8240,14
10	Площа літніх приміщень	м ²	320,64
11	Загальна площа квартир у будинку	м ²	8560,78

12	Житлова площа квартир у будинку	м ²	4254,73
18	Показники енергоефективності - річна потреба:		
	- у газі	млн. нм ³	1,15
	- в електроенергії	тис.кВт.год	171,3
	- у воді	м ³ в рік	39284,95
	- в тепловій енергії	МВт	1099
19	Тривалість будівництва	місяць	36

1.7 Основні техніко-економічні показники по генплану

/	п	Назва	Кількість
			В межах ділянки/за межами ділянки I-а черга
		Площа ділянки	13306,0м ²
		Площа забудови	1180,0 м ²
		Площа асфальтобетонного покриття, тип.І	1545,0м ²
		Площа асфальтобетонного покриття, тип.4	225,0м ²
		Площа майданчиків благоустрою	486,0 м ²
		Площа мощення фігурними елементами (ФЕМ)	280,0 м ²
		Площа газону	1089,0м ²
		Бордюр дорожний, тип П 1-2	230,0 мп
		Бордюр газонний, тип. П-7	576,0мп

1.8 Опорядження будинку

Проектом передбачено зовнішнє оздоблення фасадів:
цоколь – мінеральна штукатурка.
стіни – мінеральна штукатурка;
вікна - склопакети у металопластикових рамах.
зовнішні двері - металопластикові, дерев'яні та металеві протиударні.
огороження лоджій та балконів – із металевих стержнів та кованих елементів.

Стіни і перегородки всередині будинку покриваються гіпсовою штукатуркою.

Поверхні залізобетонного перекриття на стелі шпаклюються гіпсовими шпаклівками.

Стіни і перегородки в житлових кімнатах – покращене клейове пофарбування.

В коридорах, вбудованих шафах, стіни покриваються покращеним клеєвим пофарбуванням.

В санвузлах – вапняна побілка, нижня частина – глазурована керамічна плитка на висоту 1.8 м.

В кухнях виконується панель з глазурованої плитки на всю довжину кухонного фронту, включаючи бокові поверхні біля плити і мийки, всі інші поверхні покриваються покращеним клеєвим пофарбуванням.

У сходових клітках – олійне пофарбування на висоту 0.15 м.

1.9 Доступність території об'єкта для маломобільних груп населення

Проектом передбачено:

- Повздовжні ухили тротуарів на шляхах руху прийняті 5%.
- Перепад бордюрів в місцях перетинання тротуарів із проїздною частиною 4см.
- окриття тротуарів плитами ФЕМ з товщиною швів 1,5 см.

- Передбачено місця для паркування автомобілів в безпосередній близькості до будинку.
- Забезпечено досяжність місць цільового відвідування
- і безперешкодність переміщення всередині будинку,
- для цього влаштовано вхідні пандуси з доступом безпосередньо до ліфтових холів.

РОЗДІЛ 2

Розрахунково-конструктивний

2.1 Аналіз інженерно – геологічних умов будівельного майданчика

Супіски лесові, високопористі, сірувато - жовті:

1. Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 0.25 - 0.19 = 0.06 \text{ (д. од)}$$

$$0,01 \leq I_p \leq 0,07 \text{ супіски}$$

$$0,07 \leq I_p \leq 0,17 \text{ суглинки}$$

$$0,17 < I_p \text{ глини}$$

2. Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{0,15 - 0,19}{0,06} = -0,66 \text{ (д. од)}$$

3. Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1.60}{1+0.15} = 1.39 \text{ (г/см}^3\text{)}$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2.65 - 1.39}{1.21} = 1,04 \text{ (д. од)}$$

5. Вологість водонасиченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{e * \rho_w}{\rho_s} = \frac{1,04 * 1}{2.65} = 0.39 \text{ (д. од)}$$

6. Показник текучості, відповідна повному водонасиченню:

$$I_{Lsat} = \frac{W_{sat} - W_P}{I_p} = \frac{0.39 - 0.19}{0.06} = 3,33 \text{ (д. од)}$$

- питоме зчеплення $C=4,4$ кПа

- кут внутрішнього тертя $\varphi=25,8^\circ$

- модуль деформації $E=8,5$ МПа

Суглинки лесові, низькопористі жовтувато – сірі, тверді:

1. Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 0.26 - 0.17 = 0.09 \text{ (д. од)}$$

$$0,01 \leq I_p \leq 0,07 \text{ супісь}$$

$$0,07 \leq I_p \leq 0,17 \text{ суглинки}$$

$0,17 < I_p$ глини

2. Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,16 - 0,17}{0,09} = -0,10 \text{ (д. од)}$$

3. Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1,50}{1+0,16} = 1,29 \text{ (г/см}^3\text{)}$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,68 - 1,29}{1,29} = 1,07 \text{ (д. од)}$$

5. Вологість водонасиченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{e * \rho_w}{\rho_s} = \frac{1,07 * 1}{2,68} = 0,39 \text{ (д. од)}$$

6. Показник текучості, відповідна повному водонасиченню:

$$I_{Lsat} = \frac{W_{sat} - W_p}{I_p} = \frac{0,39 - 0,17}{0,09} = 2,44 \text{ (д. од)}$$

- питоме зчеплення $C=13,2$ кПа

- кут внутрішнього тертя $\varphi=22,1^\circ$

- модуль деформації $E=9$ Мпа

Суглинки лесові, низькопористі, жовто – сірі, м'якопластичні:

1. Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,26 - 0,18 = 0,08 \text{ (д. од)}$$

$0,01 \leq I_p \leq 0,07$ супісь

$0,07 \leq I_p \leq 0,17$ суглинки

$0,17 < I_p$ глини

2. Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,24 - 0,18}{0,08} = 0,75 \text{ (д. од)}$$

3. Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1,99}{1+0,24} = 1,6 \text{ (г/см}^3\text{)}$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,68 - 1,6}{1,6} = 0,67 \text{ (д. од)}$$

5. Вологість водонасиченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{e * \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,67 * 1}{2,68} = 0,25 \text{ (д. од)}$$

6. Показник текучості, відповідна повному водонасиченню:

$$I_{Lsat} = \frac{W_{sat} - W_p}{I_p} = \frac{0.25 - 0.18}{0.08} = 0,87 \text{ (д. од)}$$

- питоме зчеплення $C=11,7$ кПа

- кут внутрішнього тертя $\varphi=23,3^\circ$

- модуль деформації $E=8,5$ Мпа

Супіски лесові, низькопористі, жовті, дніпровські, пластичні:

1. Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0.25 - 0.19 = 0.06 \text{ (д. од)}$$

$$0,01 \leq I_p \leq 0,07 \text{ супісь}$$

$$0,07 \leq I_p \leq 0,17 \text{ суглинки}$$

$$0,17 < I_p \text{ глини}$$

2. Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0.23 - 0.19}{0.06} = 0,66 \text{ (д. од)}$$

3. Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{2,0}{1+0.23} = 1.62 \text{ (г/см}^3\text{)}$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2.65 - 1.62}{1.62} = 0,64 \text{ (д. од)}$$

5. Вологість водонасиченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,64 \cdot 1}{2.65} = 0.24 \text{ (д. од)}$$

6. Показник текучості, відповідна повному водонасиченню:

$$I_{Lsat} = \frac{W_{sat} - W_p}{I_p} = \frac{0.24 - 0.19}{0.06} = 0,83 \text{ (д. од)}$$

- питоме зчеплення $C=8$ кПа

- кут внутрішнього тертя $\varphi=22^\circ$

- модуль деформації $E=7$ МПа

Піски пилуваті, щільні, сірувато – жовті, насичені водою:

1. Коефіцієнт пористості:

$$e = (1 + W) \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0.20) \frac{2.66}{2.04} - 1 = 0.56 \text{ (д. од)}$$

2. Міра вологості ґрунту:

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,20*2,66}{0,56*1} = 0,95 \text{ (д. од)}$$

- питоме зчеплення $C = 5,6$ кПа

- кут внутрішнього тертя $\varphi = 33^0$

- модуль деформації $E = 26,0$ Мпа

Піски гравілісті, щільні, кварцові, сірі, насичені водою:

1. Коефіцієнт пористості:

$$e = (1 + W) \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,20) \frac{2,66}{2,07} - 1 = 0,54 \text{ (д. од)}$$

2. Міра вологості ґрунту:

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,20*2,66}{0,54*1} = 0,99 \text{ (д. од)}$$

- питоме зчеплення $C = 1$ кПа

- кут внутрішнього тертя $\varphi = 40^0$

- модуль деформації $E = 40$ Мпа

2.2 Вибір можливих варіантів фундаментів

У заданих інженерно-геологічних умовах площадки будівництва призначаються до розгляду наступні варіанти:

I варіант – фундамент стаканного типу з підколонником на природній основі.

II варіант – фундамент стаканного типу з підколонником на штучній основі (як ґрунтова подушка – глина 3м.)

III варіант – фундамент на забивних палях.

IV варіант – фундамент на буронабивних палях.

2.3 Призначення глибини заставляння фундаменту

Глибина закладання фундаменту залежить від багатьох чинників, таких як район будівництва, технологічних особливостей проекрованої будівлі та конструктивних особливостей.

$$d_1 = h_1 + a = 4,4 + 0,5 = 4,9 \text{ м}$$

глибина заставляння фундаменту залежно від району будівництва.

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{H_t} = 0,23 * \sqrt{9} = 0,69 \text{ м}$$

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту d_f :

$$d_f = K_n * d_{fn} = 0.6 * 0.69 = 0.414 \text{ м}$$

$$d_2 = d_1 + 0.5 = 0.9 \text{ м}$$

3) З урахуванням технологічних особливостей проектованої будівлі глибина заставляння фундаменту повинна призначатися на 0,5 м нижче за відмітку технологічних підвалів, тобто:

$$d_3 = d_n + (0.75 \div 0.9) = 3.95 + 0.9 = 4.85 \text{ м}$$

де d_n - відмітка підлоги підвалу або підлоги технологічного простору проектованого об'єкту.

4) З урахуванням конструктивних особливостей будівлі глибину заставляння фундаменту рекомендується призначати залежно від діючих навантажень і приймати при

$$1000 < \gamma < 2000 \text{ кН} \quad d = 1,5 \text{ м}$$

$$2000 < \gamma < 3000 \text{ кН} \quad d = 2,0 \text{ м}$$

$$3000 < \gamma < 5000 \text{ кН} \quad d = 2,5 \text{ м}$$

$$5000 < \gamma \quad d = 3,0 \text{ м}$$

$$d_4 = 3,0 \text{ м}$$

Виходячи з аналізу інженерно-геологічних умов, конструктивних особливостей будівлі, приймаємо глибину заставляння фундаменту $d = d_{\max} = 4.9 \text{ м}$.

2.4 Визначення навантажень на фундаменти

Вітрове навантаження, що діє на раму каркаса

Визначення вітрового навантаження, що діє на раму каркаса будинку, що проектується, виконувалося у відповідності ДБН В.1.2-2-2006.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

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

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження, прийнятий 1,14 для періоду експлуатації 100 років;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, для III вітрового району прийнято 500 Па;

C – коефіцієнт, який обчислюється по формулі;

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

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, прийнятий рівним з навітряної сторони 0,8, з підвітряної - 0,6;

C_h - коефіцієнт висоти спорудження, розташованого у IV типі місцевості:

при $h \leq 5$ м $C_h = 0,6$

при $h = 10$ м $C_h = 1,0$

при $h = 20$ м $C_h = 1,4$

при $h = 40$ м $C_h = 1,95$

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, прийнятий рівним 1;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу, прийнятий рівним 1;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку, прийнятий рівним 1;

C_d - коефіцієнт динамічності, прийнятий рівним 1;

Граничне рівномірно розподілене вітрове навантаження з розрахункової смуги шириною 6,6м:

- з навітряної сторони

при $h = 4,2$ м $W_{ma}^{4.2} = 0.11 * 6.6 = 0.726$ кН/мп

при $h = 8.1$ м $W_{ma}^{8.1} = 0.14 * 6.6 = 0.924$ кН/мп

при $h = 12$ м $W_{ma}^{12} = 0.17 * 6.6 = 1.122$ кН/мп

при $h = 15.9$ м $W_{ma}^{15.9} = 0.21 * 6.6 = 1.386$ кН/мп

при $h = 19.8$ м $W_{ma}^{19.8} = 0.25 * 6.6 = 1.65$ кН/мп

при $h = 23.7$ м $W_{ma}^{23.7} = 0.14 * 6.6 = 1.848$ кН/мп

при $h = 27.6$ м $W_{ma}^{27.6} = 0.3 * 6.6 = 1.98$ кН/мп

при $h = 31.5$ м $W_{ma}^{31.5} = 0.33 * 6.6 = 2.178$ кН/мп

при $h = 34.95$ м $W_{ma}^{34.9} = 0.35 * 6.6 = 2.31$ кН/мп

- з підвітряної сторони

при $h = 4,2$ м $W_{ma}^{4.2} = 0.05 * 6.6 = 0.33$ кН/мп

при $h = 8.1$ м $W_{ma}^{8.1} = 0.09 * 6.6 = 0.594$ кН/мп

при $h = 12$ м $W_{ma}^{12} = 0.12 * 6.6 = 0.792$ кН/мп

при $h = 15.9$ м	$W_{ma}^{15.9} = 0.15 * 6.6 = 0.99$ кН/мп
при $h = 19.8$ м	$W_{ma}^{19.8} = 0.18 * 6.6 = 1.188$ кН/мп
при $h = 23.7$ м	$W_{ma}^{23.7} = 0.20 * 6.6 = 1.32$ кН/мп
при $h = 27.6$ м	$W_{ma}^{27.6} = 0.22 * 6.6 = 1.45$ кН/мп
при $h = 31.5$ м	$W_{ma}^{31.5} = 0.24 * 6.6 = 1.584$ кН/мп
при $h = 34.95$ м	$W_{ma}^{34.9} = 0.25 * 6.6 = 1.65$ кН/мп

Навантаження від дії ґрунту на колони паркінгу:

$$q = h_{\text{парк}} \cdot \gamma \cdot \gamma_{\text{fm}} = 3,7 \cdot 17 \cdot 1,15 = 72,3 \text{ кН/м}^2$$

Снігове навантаження, що діє на покриття

Визначення снігового навантаження, що діє на покриття будинку, що проектується, виконувалося у відповідності ДБН В.1.2-2-2006.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, для IV снігового району прийнято 1400 Па;

C – коефіцієнт, який обчислюється по формулі

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, прийнятий рівним 1;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, прийнятий рівним 1;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, прийнятий рівним 1.

З обліком вищевикладеного коефіцієнт C складає:

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$S_m = 1,14 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1,6 \text{ (кН/м}^2\text{)}$$

S_0 , C – коефіцієнти, що приймаються так само як і при визначенні граничного розрахункового снігового навантаження.

З обліком вищевикладеного експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття складає:

$$S_e = 0,49 \cdot 1,4 \cdot 1 = 0,686 \text{ (кН/м}^2\text{)}$$

Навантаження, що діє на горизонтальні конструкції перекриття та покриття

Збір навантажень, що діють на 1 м² перекриття та покриття виконано у табличній формі (табл. 2.1 і табл. 2.2, відповідно).

Таблиця 2.1 - Навантаження, що діють на 1 м² покриття

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коеф. найін. γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне			
а) бетонна плитка $\delta=80$ мм, $\rho=25000$ кг/м ³	2	1,1	2,2
б) пісок $\delta=20$ мм, $\rho=17000$ кг/м ³	0,34	1,3	0,44
в) щебінь, $\delta=120$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	2,16	1,3	2,8
г) гідроізоляція	0,05	1,3	0,065
д) утеплювач з керамзиту, $\delta=520$ мм, $\rho=10$ кг/м ³	5,2	1,3	6,76
ж) теплоізоляція	0,15	1,3	0,065
з) пароізоляція	0,15	1,3	0,065
е) плита покриття, $\delta=200$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	5	1,1	5,5
Всього:	15,05		18,44
Тимчасове	10	1,2	12

Таблиця 2.2 - Навантаження, що діють на 1 м² плит перекриття

Навантаження	Характеристичне значення навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням, γ_{fn}	Граничне розрахункове значення навантаження, кН/м ²
Постійне			
а) керамічна плитка, $\delta=8$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,14	1,3	0,19
б) вирівнююча стяжка, $\delta=50$ мм, $\rho=2200$ кг/м ³	1,1	1,3	1,4
в) гідроізоляція,	0,1	1,3	0,13
г) плита перекриття, $\delta=120$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	3	1,1	3,3
Всього:	4,34		5,02

Навантаження	Характеристичне значення навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням, γ_{fn}	Граничне розрахункове значення навантаження, кН/м ²
<u>Тимчасова</u>	2.0	1,2	2,4
Повне навантаження:	6,34		7,42

Граничне розрахункове снігове навантаження на покриття становить, відповідно, 1,6 кН/м². Тому повне розрахункове навантаження на покриття при розрахунку за граничним значенням становить

$$18,44 + 1,6 = 20,04 \text{ (кН/м}^2\text{)}$$

Розрахункове навантаження на балку покриття при ширині вантажної площі 6,6 м:

Постійне

- від плити та підлоги

$$18,44 \cdot 6,6 \cdot 0,95 = 115,6 \text{ кН/м.п.};$$

- від залізобетонної балки перерізом 0,2x0,4 м ($\rho=25 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_f=1,1$)

$$0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot (0,4 - 0,06) = 1,87 \text{ кН/м.п.}$$

Разом повне постійне навантаження, що діє е балку, з урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будівлі $\gamma_n=0,95$ складає:

$$g = (115,6 + 1,87) \cdot 0,95 = 111,59 \text{ кН/м.п.}$$

Тимчасове

З урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будинку $\gamma_n=0,95$:

$$V = 12 \cdot 6,6 \cdot 0,95 = 75,2 \text{ кН/м.п.}$$

Розрахункове навантаження на балку покриття:

Постійна

- від плити, підлоги та власної ваги балки, з урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будівлі $\gamma_n=0,95$ склада

$$5,02 \cdot 6,6 \cdot 0,95 = 31,4 \text{ кН};$$

- від залізобетонної головної балки перерізом 0,3x0,6 м ($\rho=25 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_f=1,1$)

$$0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 4,7 \text{ кН/м.п.}$$

Тимчасове

З урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будинку $\gamma_n=0,95$:

$$V=2,4 \cdot 6,6 \cdot 0,95=15 \text{ кН/м.п.}$$

2.5 Розрахунок і проектування фундаментів на природній основі

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + 20d \pm \frac{M}{W} \leq 1.2 R$$

$$\sigma_{\max} = \frac{5370}{12,17} + 20 * 4,9 + \frac{65,9}{7,15} = 548,47 \text{ кПа} < 647,08 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{5370}{12,17} + 20 * 4,9 - \frac{65,9}{7,15} = 530,03 \text{ кПа} < 647,08 \text{ кПа}$$

Момент опору підшви фундаменту:

$$W = \frac{b^2 l}{6} = \frac{3,5^2 * 3,5}{6} = 7,15 \text{ кН/м}^2$$

Умова виконується. Приймаємо розміри фундаменту в плані $b=3.5 \text{ м}$; $l=3.5 \text{ м}$

Конструювання фундаментів

За завданням вид колони - залізобетонна, розмірами $0,4 \times 0,4 \text{ м}$.

Згідно умовам, що

$l \geq l_0 + 2H_0$ конструкція фундаменту гнучка, фундамент старанного типу

$$b \geq b_0 + 2H_0$$

$l \leq l_0 + 2H_0$ конструкція фундаменту жорстка, фундамент з підколонником

$$b \leq b_0 + 2H_0$$

$3,5 < 0,4 + 2 * 4,9$ Згідно умові потрібен фундамент з підколонником

$$3,5 < 0,4 + 2 * 4,9$$

Розміри підколонника в плані призначаються конструктивно і приймаються рівними:

$$a_{нк} = a_{к} + 0,6 \text{ м} = 0,4 + 0,6 = 1 \text{ м}$$

$$b_{нк} = b_{к} + 0,6 \text{ м} = 0,4 + 0,6 = 1 \text{ м}$$

Для вибраного типу фундаментів визначається висота конструкції фундаменту або його плитної частини по формулі:

$$H_{\text{опт}} = 0,5 b_{\text{пк}} \left[\sqrt{1 + \frac{4[2b(1 - l_{\text{пк}}) - (b - b_{\text{пк}})^2]}{(3\alpha + 4)b_{\text{пк}}^2}} - 1 \right]$$

$$= 0,5 * 1 \left[\sqrt{1 + \frac{4[2 * 3,5(3,5 - 1) - (3,5 - 1)^2]}{(3 * 1,4 + 4)1^2}} - 1 \right] = 0,3\text{м}$$

$$\alpha = \frac{R_{bt}}{P_{cp}} = \frac{750}{539,25} = 1,4$$

l, b – розміри підосви фундаменту в плані;

l_{nk}, b_{nk} – розміри перетину підколонника;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону на розтяг, МПа;

σ_{cp} – середній тиск підосви фундаменту, МПа

Висоту та кількість уступів визначаємо з умови кратності (кратні 150 мм). Доцільно встановити 1 уступ – 450 мм.

Перевірка жорсткості конструкції фундаментів.

$l > l_{\text{пк}} + 2H_0$ фундамент стаканного типу

$b > b_{\text{пк}} + 2H_0$

$3,5 > 1 + 2 * 0,3$

$3,5 > 1 + 2 * 0,3$

Конструкція фундаменту гнучка. Необхідний розрахунок на продавлювання.

$$h_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{прод}}}{R_{bt} * k * b_{\text{ср}}}$$

k - коефіцієнт умови роботи бетону ($k=0,9$)

$R_{bt}=750$ кПа

$b_{\text{ср}}$ - середня величина периметра піраміди продавлювання.

$$b_{\text{ср}} = (b_{\text{пр}} + l_{\text{пр}} + b_{\text{пк}} + l_{\text{пк}}) = (1 + 1 + 1,6 + 1,6) = 5,2 \text{ м}$$

$$N_{\text{прод}} = \sigma_{\text{ср}} * A_{\text{прод}} = 539,25 * 9,61 = 5182,19 \text{ кН}$$

$$A_{\text{прод}} = A - A_{\text{пред}} = 12,17 - 2,56 = 9,61 \text{ м}^2$$

$$A_{\text{пред}} = b_{\text{пр}} * l_{\text{пр}} = 1,6 * 1,6 = 2,56 \text{ м}^2$$

$$h_{\text{тр}} = \frac{5182,19}{0,9 * 750 * 5,2} = \frac{5182,19}{3510} = 1,5 \text{ м}$$

Остаточню приймаємо 3 уступа – 450 мм, 600 мм, 600 мм.

Максимальний винос нижнього уступа визначається з умови міцності східця на зріз по формулі:

$$C_{\text{опт}} \leq \frac{R_{bt} * h_{\text{ст}}}{P_{\text{ср}}}$$
$$C_{\text{опт}} = \frac{0,45 * 750}{539,25} = 0,63 \text{ м}$$

Армування конструкції фундаменту.

(розрахунок на вигин)

При визначенні зусиль в конструкції фундаменту (підшви фундаменту) в заданому перетині, за розрахункову схему береться консольна балка з жорстким закладенням в заданому перетині.

$$M^b = \frac{\sigma_{\text{ср}}}{24} (b - b_{\text{пк}})^2 * (2l + a_{\text{пк}}) = \frac{539,25}{24} (3,5 - 1)^2 * (2 * 3,5 + 1) = 2949 \text{ кН/м}$$

$$M^l = \frac{\sigma_{\text{ср}}}{24} (l - a_{\text{пк}})^2 * (2b + b_{\text{пк}}) = \frac{539,25}{24} (3,5 - 1)^2 (2 * 3,5 + 1) = 2949 \text{ кН/м}$$

Необхідна площа арматури:

$$A_s^{\perp l} = \frac{M^b}{R_s * k * h_s} = \frac{2949}{365000 * 0,9 * 1,58} = 0,00568 \text{ м}^2$$

$$A_s^{\perp b} = \frac{M^l}{R_s * k * h_s} = \frac{2949}{365000 * 0,9 * 1,58} = 0,00568 \text{ м}^2$$

$$h_s = h_u - a = 1,65 - 0,070 = 1,58 \text{ м}$$

Кількість стержнів по одній стороні фундаменту

$$n_b = \frac{b - 0,2}{c_b} + 1 = \frac{3,5 - 0,2}{0,1} + 1 = 18 \text{ шт}$$

$$n_l = \frac{l - 0,2}{c_b} + 1 = \frac{3,5 - 0,2}{0,2} + 1 = 18 \text{ шт}$$

Площа перерізу одного стержня:

$$f_s^{\perp b} = \frac{A_s^{\perp b}}{n_b} = \frac{0,00568}{18} = 0,000315 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 18 Ø20A400C

$$f_s^{\perp l} = \frac{A_s^{\perp l}}{n_b} = \frac{0,00568}{18} = 0,000315 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 18 Ø20A400С

Розрахунок осідання основи.

Обчислюємо середній тиск під подошвою фундаменту

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{max}}{A_{cp}} + 20d_1 = 539,25 \text{ кПа}$$

Вичислюється тиск від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту

$$\sigma_{zg_0} = \gamma'_{II} * d = 16,39 * 4,9 = 80,16 \text{ кПа}$$

Визначаємо додатковий тиск під подошвою умовного фундаменту

$$\sigma_{zp_0} = \sigma_{cp} - \sigma_{zg_0} = 539,25 - 80,16 = 459,09 \text{ кПа}$$

Розчленовуємо товщину ґрунту на елементарні шари

$$h_{эл} = 0.2b = 0,7 \text{ м}$$

Обчислюємо крок коефіцієнта глибини

$$\xi = \frac{2 * z}{b} = \frac{2 * 0.2 * b * n}{b} = 0.4n$$

$$\xi = 0,4 * 12 = 4,8$$

По таблиці Д. 1 додатку Д ДБН В. 2.1 – 10 – 2009 визначаємо коефіцієнт, α , залежно від ξ, n .

α – коефіцієнт загасання напруг

Обчислюємо додатковий тиск на межі кожного елементарного шару

$$\sigma_{zpi} = \sigma_{zp_0} * \alpha_i$$

Межу стискуючої товщі визначаємо на глибині Н, де виконується умова

$$\sigma_{zgi} = 0,2\sigma_{zpi}$$

$$\Delta\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot h_э$$

Осідання основи обчислюємо в межах стискуючої товщі, по формулі:

$$S = \beta \sum_{i=1}^{\Pi} \frac{(\sigma_{zpi} - \sigma_{zgi})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^{\Pi} \frac{\sigma_{zgi} * h_i}{E_{e,i}}$$

β – приймається 08;

σ_{zpi} - середнє значення нормального вертикального напруження;

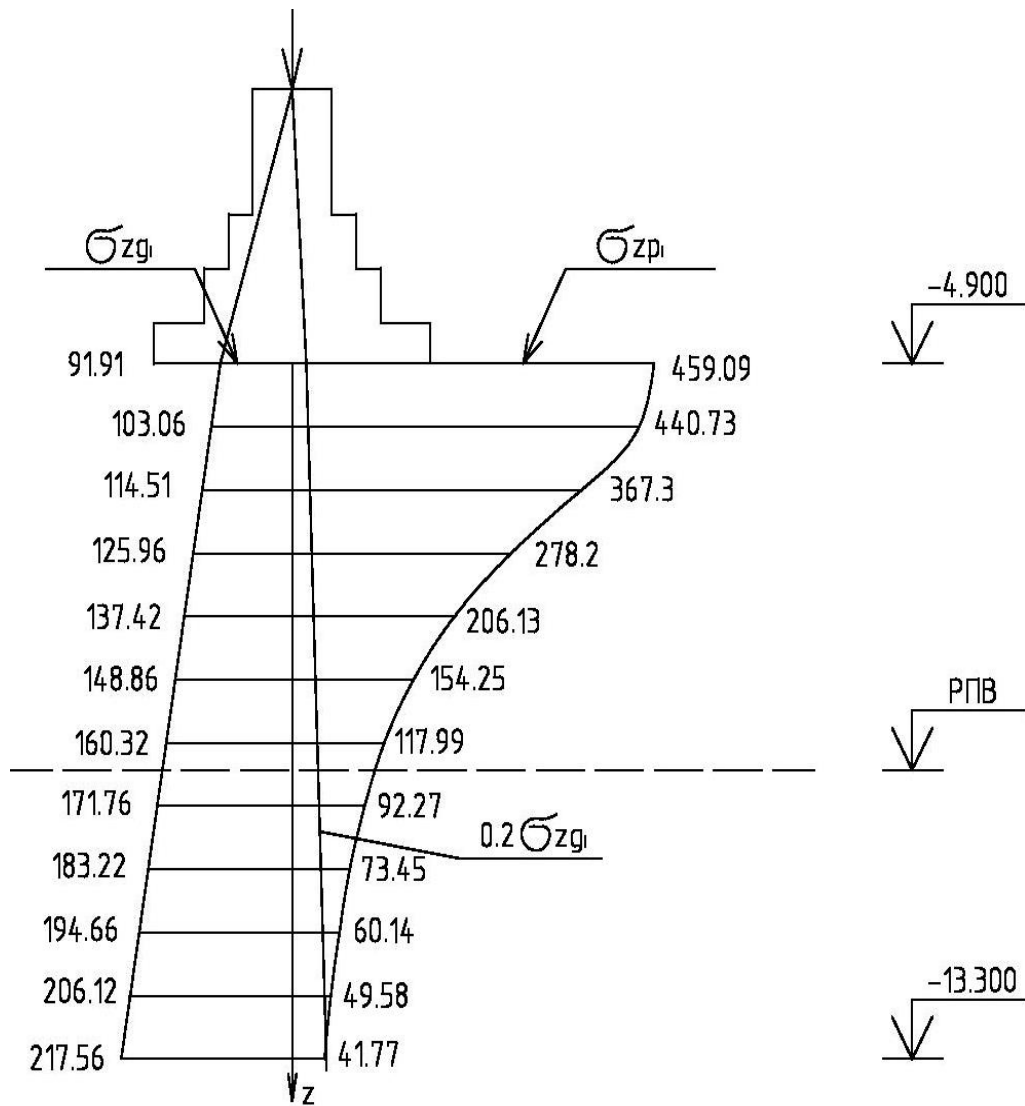


Рисунок 2.1 – Схема до розрахунку просідання основи для фундаменту стаканного типу на природній основі

2.6 Розрахунок та проектування палевого фундаменту

Визначення глибини заставляння фундаменту

1. Відмітка підшови ростверку призначається по тих же формулах, що і фундаменти дрібного закладання і приймаються рівною – 4,9 м.
2. Довжину палі призначаються з умови прорізки палею слабких ґрунтів і заглиблення вістря на нижні щільніші ґрунти на глибину не менше ніж на 1м.
3. Вістря палі повинне прорізати межу напластований мінімум на 1м або не дійти до межі на 1м. Довжина палі призначається кратною 1м. Залежно від довжини палі приймається перетин стовбура палі з розрахунку гнучкості стовбура.

$$3,0 \leq l \leq 7(0,25 \times 0,25)$$

$$7,0 \leq l \leq 10(0,3 \times 0,3)$$

$$10 \leq l \leq 14(0,35 \times 0,35)$$

Перетин палі приймаємо 0,3x0,3.

Визначення несучої здатності палі

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} * R * A + U \sum \gamma_{cf} * f_i * h_i)$$

F_d – несуча здатність палі;

$\gamma_c = 1$, – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R = розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі по табл.1

ДБН В.2.1 – 10 – 2009 «Палеві фундаменти»

$R = 850$ кПа;

A - площа подошви палі, $A = 0,09$ м².

U - периметр стовбура палі, $U = 1,2$ м.

h_i - товщина і-го шару ґрунту;

f = по табл.2 ДБН В.2.1 -10-2009

«Палеві фундаменти»

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі залежно від способу занурення =1.

$$F_d = 1(1 * 850 * 0,09 + 1 * 1,2 * 6,9 * 158) = 1384,7 \text{ кПа}$$

Визначення кількості палей в куці.

Визначення розрахункового навантаження на палі

Визначаємо по формулі:

$$N_d = \frac{F_d}{K_{тр}} = \frac{1384,7}{1,4} = 989,1 \text{ кН}$$

$K_{тр} = 1,4$ тому що F_d визначалося розрахунковим шляхом.

Визначаємо силу негативного тертя.

$$P_n = U \sum_0^{h_{se}} \tau h_i$$

$$\tau = \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi + C_I$$

$$\sigma_{zg} = \gamma * 6 \text{ м} * \operatorname{tg} \varphi + C = 19,61 * 6 * 0,40 + 8 = 55,06 \text{ кПа}$$

$$\tau = 55,06 * 0,40 + 8 = 30,02$$

$$P_n = 1.2(30,02 * 6,9) = 248,56 \text{ кН}$$

$$F_{dse} = F_d - P_n = 1384,7 - 248,56 = 1136,14 \text{ кН}$$

Кількість палів в куці визначається по формулі:

$$n_{cb} = \frac{N}{N_d} + 1 = \frac{5370}{989,1} + 1 = 6 \text{ шт}$$

Розміщення палів в плані

Згідно ДБН В.2.1 -10-2009 «Палеві фундаменти», відстань між палями повинна бути не менше трьох діаметрів палі $3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$.

Конструювання ростверку

а) По довжині/ширині.

Необхідно врахувати: що відстань від осі палі до краю ростверку має бути не менше d палі.

$$b_p = b_{cb.п.} + 2d = 0,9 + 2 * 0,3 = 1,5 \text{ м}$$

$$l_p = l_{cb.п.} + 2d = 1,8 + 2 * 0,3 = 2,4 \text{ м}$$

Навантаження на палю крайнього ряду обчислюється за формулою:

$$N_{dmax/min} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_1}{y_1^2} \pm \frac{M_y * x_1}{x_1^2}$$
$$N_{dmax} = \frac{5370}{6} + \frac{65,9 * 0,45}{0,45^2} + \frac{52 * 0,9}{0,9^2} = 1099,2 \text{ кН}$$
$$N_{dmin} = \frac{5370}{6} + \frac{65,9 * 0,45}{0,45^2} - \frac{52 * 0,9}{0,9^2} = 690,8 \text{ кН}$$

$$N_{dmax} \leq 1,4F_d$$

$$1099,2 \leq 1938,6$$

б) По висоті.

Основи конструювання монолітного залізобетонного ростверку аналогічні конструюванню фундаменту на природній основі під колону. Мінімальна товщина ростверку приймається рівною 600мм. По висоті конструкція ростверку може мати 1-2-3 ступені.

$$l_{cb.пол} > a_k + 2d \quad 2,4 > 0,4 + 2 * 0,3 \text{ фундамент гнучкий, з підколонником}$$

$$b_{cb.пол} > b_k + 2d \quad 1,5 > 0,4 + 2 * 0,3$$

Оптимальна висота ростверку обчислюється за формулою:

$$H_0 = 0,5b_{\text{ПК}} \left\{ \sqrt{1 + \frac{4[2b_{\text{СВ.П}}(a_{\text{СВ.П}} - a_{\text{ПК}}) - (b_{\text{СВ.П}} - b_{\text{ПК}})^2]}{(3\alpha + 4)b_{\text{ПК}}^2}} - 1 \right\}$$

$$\alpha = \frac{R_{bt}}{\sigma_{\text{ср}}} = \frac{750}{5125} = 0,14$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{F_d * n}{l_{\text{СВ.П}} * b_{\text{СВ.П}}} = \frac{1384 * 6}{1,8 * 0,9} = 5125 \text{ кПа}$$

l_{nk}, b_{nk} - розміри перерізу підколонника;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону на розтяг, МПа;

$\sigma_{\text{ср}}$ - середній тиск підшви фундаменту, МПа.

$$H_{\text{ПЛ}} = 0,5 * 1 \left\{ \sqrt{1 + \frac{4[2 * 0,9(1,8 - 1) - (0,9 - 1)^2]}{(3 * 0,14 + 4) * 1^2}} - 1 \right\} = 0,8\text{м}$$

Приймаємо кількість уступів 2 – 600 мм, 300 мм.

Перевірка жорсткості конструкції ростверку.

$$l_{\text{СВ.ПОЛ}} > a_k + 2H_0 \quad 1,8 > 0,4 + 2 * 1$$

$$b_{\text{СВ.ПОЛ}} > b_k + 2H_0 \quad 0,9 > 0,4 + 2 * 1$$

фундамент жорсткий

Розрахунок на продавлювання не потрібен.

Армування конструкції ростверку.

Розрахункова схема ростверку відповідає консольної балки жорстко затисненої в частині ростверку, що залишилася.

$$M^b = \sum n^b * N_d * e_i$$

$$M^l = \sum n^l * N_d * e_i$$

$$M^b = 1,5 * 989 * 0,4 = 593,46 \text{ кНм}$$

$$M^l = 2,4 * 989 * 0,4 = 949,5 \text{ кНм}$$

Обчислюється необхідна площа арматури на всю ширину і довжину ростверку.

$$A_S^{\perp b} = \frac{M^l}{R_s * h_s * k_s} = \frac{949,5}{365 * 10^3 * 0,85 * 0,9} = 0,0034 \text{ м}^2$$

$$h_s = h_{\text{СТ}} - a = 0,9 - 0,050 = 0,85 \text{ м}$$

$$A_S^{\perp l} = \frac{M^b}{R_s * h_s * k_s} = \frac{593,46}{365 * 10^3 * 0,85 * 0,9} = 0,0021 \text{ м}^2$$

R_s - розрахунковий опір арматури розтягненню А 400С, $R_s=365000$ кПа

Кількість стержнів по одній стороні фундаменту:

$$n_b = \frac{b - 0.2}{c_b} + 1 = \frac{1.5 - 0.2}{0.2} + 1 = 8 \text{ шт}$$

$$n_l = \frac{l - 0.2}{c_b} + 1 = \frac{2.4 - 0.2}{0.2} + 1 = 12 \text{ шт}$$

c_b - крок сітки, який дорівнює 200÷250мм.

Площа перерізу одного стержня:

$$f_s^{\perp b} = \frac{A_s^{\perp b}}{n_b} = \frac{0.0034}{8} = 0.00042 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 8Ø25А400С

$$f_s^{\perp l} = \frac{A_s^{\perp l}}{n_l} = \frac{0.0021}{12} = 0.000083 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 12Ø12А400С

$$\sigma_{z p_0} = \sigma_{c p} - \sigma_{z g_0} = 731.6 - 193 = 538.6 \text{ кПа}$$

Розчленовуємо товщину ґрунту на елементарні шари

$$h_{\text{эл}} = 0.2b = 0,5 \text{ м}$$

Обчислюємо крок коефіцієнта глибини

$$\xi = \frac{2 * z}{b} = \frac{2 * 0.2 * b * n}{b} = 0.4n$$

$$\xi = 0,4 * 14 = 5,6$$

По таблиці Д.1 додатку Д ДБН В.2.1-10-2009 визначаємо коефіцієнт, α , залежно від ξ, n .

α – коефіцієнт загасання напруг

Обчислюємо додатковий тиск на межі кожного елементарного шару

$$\sigma_{z p_i} = \sigma_{z p_0} * \alpha_i$$

Межу стискуючої товщі визначаємо на глибині Н, де виконується умова

$$\sigma_{z g_i} = 0,2\sigma_{z p_i}$$

$$\Delta\sigma_{z g} = \gamma_i \cdot h_3$$

Осідання основи обчислюємо в межах стискуючої товщі, по формулі:

$$S = \beta \sum_{i=1}^{\Pi} \frac{(\sigma_{zpi} - \sigma_{zyi})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^{\Pi} \frac{\sigma_{zyi} * h_i}{E_{e,i}}$$

β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

σ_{zpi} - середнє значення нормального вертикального напруження від зовнішнього навантаження в i – му шарі ґрунту на вертикалі;

σ_{zyi} - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i – му шарі ґрунту;

E_i - модуль деформації i – го слоя ґрунту за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,i}$ - модуль деформації i – го слоя ґрунту за гілкою вторинного навантаження. $E_{e,i} = 5E_i$

$$S = 0,8 \frac{(2435.9 - 1329.7)0,5}{9000} + 0,8 \frac{1923.5 * 0,5}{45000} = 0.04 + 0.02 = 0.07 \text{ м}$$

Умова виконується.

Таблиця 2.4 - Розрахунок осадки палевого фундаменту

ξ	h_0	α	σ_{zgi}	$0,2\sigma_{zgi}$	σ_{zpi}	$\sigma_{zp\text{ ср}}$	$E_i, \text{кПа}$	$S, \text{м}$
0,0	0.5	1.000	201.18	40.23	538.6	-	9000	0.029
0,4	0.5	0.973	209.36	41.87	524.3	531.46	9000	0.029
0,8	0.5	0.857	217.54	43.50	461.5	492.91	9000	0.028
1,2	0.5	0.699	225.7	45.14	376.48	418.99	9000	0.020
1,6	0.5	0.555	233.9	46.78	298.9	675.4	9000	0.016
2,0	0.5	0.4385	242.08	48.42	236.17	267.5	9000	0.013
2,4	0.5	0.349	250.2	50.04	187.9	212.07	8500	0.011
2,8	0.5	0.282	258.44	51.68	151.88	169.92	7000	0.010
3,2	0.5	0.230	266.6	53.32	123.87	137.87	7000	0.008
3.6	0.5	0.191	274.8	54.96	102.87	113.37	7000	0.007
4.0	0.5	0.160	282.9	56.59	86.17	94.5	7000	0.006
4.4	0.5	0.136	291.16	58.23	73.24	79.7	7000	0.005

4.8	0.5	0.117	299.3	59.86	63.01	68.12	7000	0.004	
5.2	0.5	0.010	307.5	61.51	54.93	58.96	7000	0.004	
								Σ	0.191

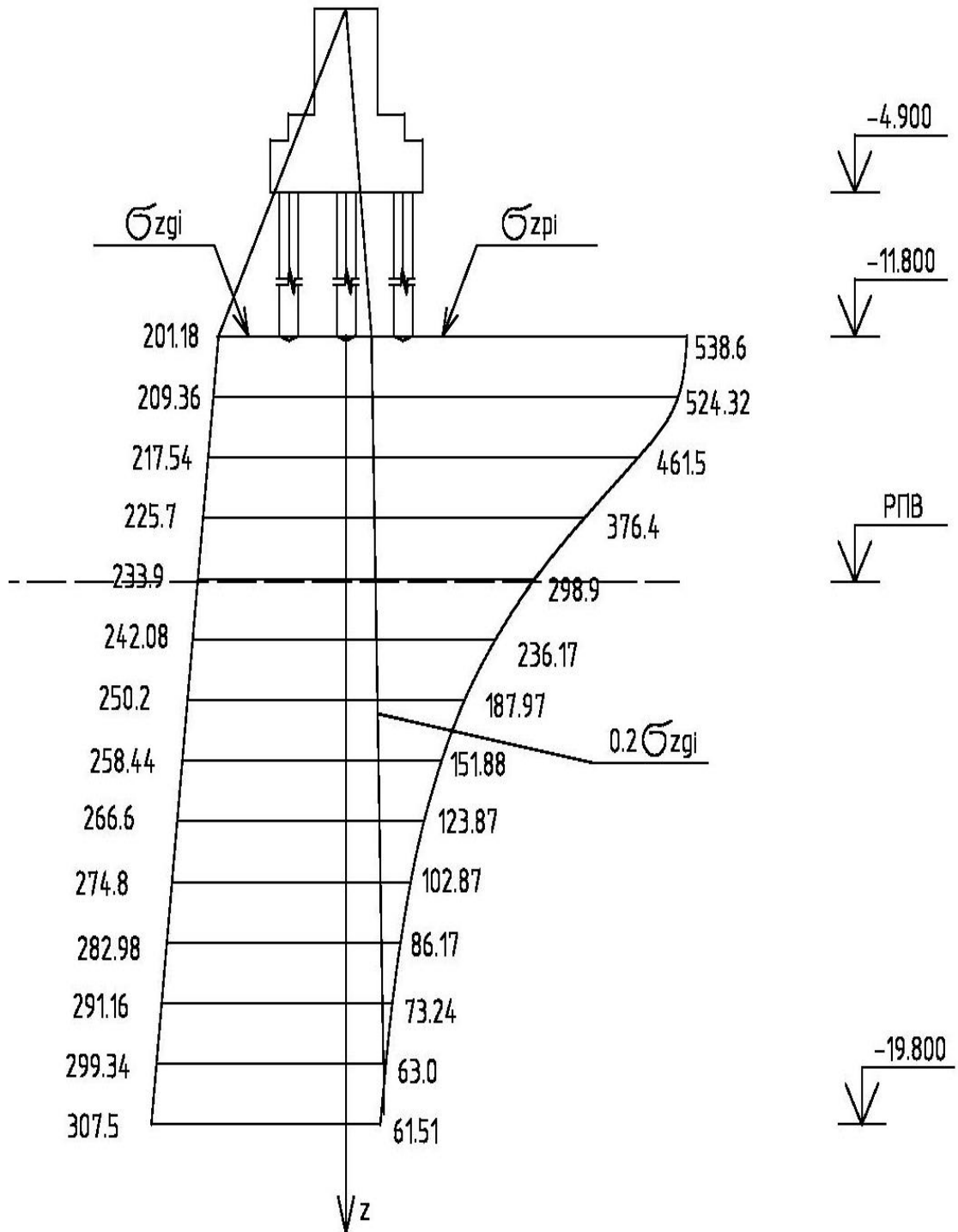


Рисунок 2.2 - Схема до розрахунку просідання основи палевого фундаменту

2.7 Розрахунок та проектування буронабивних паль

Обчислюємо умовне розрахункове опір ґрунту штучної основи:

$$R = 0.75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_i d + \alpha_2\alpha_3\gamma_I h)$$

$\alpha_4, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – безрозмірні коефіцієнти, які приймаємо по табл. 6 ДБН В.2.1 -10-2009 «Палеві фундаменти», в залежності від кута внутріш. тертя φ_1 ґрунту основи; $\alpha_4 = 0,25$; $\alpha_1 = 9,5$; $\alpha_2 = 18,6$; $\alpha_3 = 0,6$

$$\gamma'_i = 19,65 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_I = 18,18 \text{ кН/м}^3$$

d – діаметр буро набивної палі; $d = 0,6$ м

h - глибина закладання нижнього кінця палі, яка відраховується від рівня планування. $h = 7$ м

$$R = 0,75 * 0,25(9,5 * 19,65 * 0,6 + 18,6 * 0,6 * 18,18 * 7) = 287,291 \text{ кПа}$$

Визначення несучої здібності палі

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{CR} * R * A + U \sum \gamma_{cf} * f_i * h_i)$$

F_d – несуча здатність палі;

$\gamma_c=0,8$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R = розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі $R=287,29$ кПа;

A - площа подошви палі, $A=0,36 \text{ м}^2$.

U - периметр стовбура палі, $U= 2,4$ м.

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

f - по табл.2 ДБН В.2.1 -10-2009 «Палеві фундаменти»,

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі залежно від способу занурення дорівнює 0,7.

$$F_d = 0,8(1,3 * 287,29 * 0,36 + 2,4 * 0,7 * 158 * 6,9) = 1572,78 \text{ кПа}$$

Визначення кількість паль в куці.

Визначення розрахункового навантаження на палі

Визначаємо по формулі:

$$N_d = \frac{F_d}{K_{тр}} = \frac{1572,78}{1,4} = 1123,4 \text{ кН}$$

$K_{тр} = 1,4$ тому що F_d визначалося розрахунковим шляхом.

Визначаємо силу негативного тертя.

$$P_n = U \sum_0^{h_{se}} \tau h_i$$

$$\tau = \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi + C_I$$

$$\sigma_{zg} = \gamma * 6\text{м} * \operatorname{tg} \varphi + C = 19,61 * 6 * 0,40 + 8 = 55,06 \text{ кПа}$$

$$\tau = 55,06 * 0,40 + 8 = 30,02$$

$$P_n = 2,4(30,02 * 6,9) = 497,13 \text{ кН}$$

$$F_{dse} = F_d - P_n = 1123,3 - 497,13 = 626,17 \text{ кН}$$

Кількість палей в куці визначається по формулі:

$$n_{св} = \frac{N}{N_d} + 1 = \frac{5370}{1123,4} + 1 = 5 \text{ шт}$$

Розміщення палей в плані

Згідно ДБН В.2.1 -10-2009 «Палеві фундаменти», відстань між палями повинна бути не менше трьох діаметрів палі $2 * 0,6 = 1,2 \text{ м}$.

Конструювання ростверку

а) По довжині/ширині.

Необхідно врахувати: що відстань від осі палі до краю ростверку має бути не менше d палі.

$$b_p = b_{св.п.} + 2d = 1,2 + 2 * 0,6 = 2,4 \text{ м}$$

$$l_p = l_{св.п.} + 2d = 2,4 + 2 * 0,6 = 3,6 \text{ м}$$

Навантаження на палю крайнього ряду обчислюється за формулою:

$$N_{dmax/min} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_1}{y_1^2} \pm \frac{M_y * x_1}{x_1^2}$$

$$N_{dmax} = \frac{5370}{5} + \frac{65,9 * 0,6}{0,6^2} + \frac{52 * 1,2}{1,2^2} = 1227,13 \text{ кН}$$

$$N_{dmin} = \frac{5370}{5} + \frac{65,9 * 0,6}{0,6^2} - \frac{52 * 1,2}{1,2^2} = 1140,53 \text{ кН}$$

$$N_{dmax} \leq 1.4F_d$$

$$1227,13 \leq 2201,8$$

б) По висоті.

Основи конструювання монолітного залізобетонного ростверку аналогічні конструюванню фундаменту на природній основі під колону. Мінімальна товщина ростверку приймається рівною 600мм. По висоті конструкція ростверку може мати 1-2-3 ступені.

$$l_{св.пол} < a_k + 2d \quad 2.4 < 0,4 + 2 * 0,6 \quad \text{фундамент жорсткий}$$

$$b_{св.пол} > b_k + 2d \quad 1.2 > 0,4 + 2 * 0,6 \quad \text{фундамент гнучкий, з підколонником}$$

Оптимальна висота ростверку обчислюється за формулою:

$$H_0 = 0,5b_{пк} \left\{ \sqrt{1 + \frac{4[2b_{св.п}(a_{св.п} - a_{пк}) - (b_{св.п} - b_{пк})^2]}{(3\alpha + 4)b_{пк}^2}} - 1 \right\}$$

$$\alpha = \frac{R_{bt}}{\sigma_{ср}} = \frac{750}{2730,5} = 0,3$$

$$\sigma_{ср} = \frac{F_d * n}{a_{св.п} * b_{св.п}} = \frac{1572,78 * 5}{1,2 * 2,4} = 2730,5 \text{ кПа}$$

$l_{нк}, b_{нк}$ - розміри перерізу підколонника;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону на розтяг, МПа;

$\sigma_{ср}$ - середній тиск підшви фундаменту, МПа.

$$H_{пл} = 0,5 * 1 \left\{ \sqrt{1 + \frac{4[2 * 1.2(2.4 - 1) - (1.2 - 1)^2]}{(3 * 0,3 + 4) * 1^2}} - 1 \right\} = 1 \text{ м}$$

Приймаємо кількість уступів 2 – 600 мм, 300 мм.

Перевірка жорсткості конструкції ростверку.

$$l_{св.пол} > a_k + 2H_0 \quad 2.4 > 0,4 + 2*0,2 \quad \text{фундамент жорсткий}$$

$$b_{св.пол} > b_k + 2H_0 \quad 1.2 > 0,4 + 2*0,2$$

Розрахунок на продавлювання не потрібен.

Армування конструкції ростверку.

Розрахункова схема ростверку відповідає консольної балки жорстко затисненої в частині ростверку, що залишилася.

$$M^b = \sum n^b * N_c * e_i$$

$$M^l = \sum n^l * N_c * e_i$$

$$M^b = 2 * 1123,4 * 0,6 = 1348,08 \text{ кНм}$$

$$M^l = 2 * 1123,4 * 0,3 = 674,04 \text{ кНм}$$

Обчислюється необхідна площа арматури на всю ширину і довжину ростверку.

$$A_S^{\perp b} = \frac{M^l}{R_s * h_s * k_s} = \frac{674,04}{365 * 10^3 * 1,25 * 0,9} = 0,0016 \text{ м}^2$$

$$h_s = h_{\text{ст}} - a = 1,3 - 0,050 = 1,25 \text{ м}$$

$$A_S^{\perp l} = \frac{M^b}{R_s * h_s * k_s} = \frac{1348,08}{365 * 10^3 * 1,25 * 0,9} = 0,00328 \text{ м}^2$$

R_s - розрахунковий опір арматури розтягненню А400С, $R_s=365000$ кПа

Кількість стержнів по одній стороні фундаменту:

$$n_b = \frac{b - 0,2}{c_b} + 1 = \frac{3,6 - 0,2}{0,2} + 1 = 18 \text{ шт}$$

$$n_l = \frac{l - 0,2}{c_b} + 1 = \frac{2,4 - 0,2}{0,2} + 1 = 12 \text{ шт}$$

c_b - крок сітки, який дорівнює 200÷250мм.

Площа перерізу одного стержня:

$$f_s^{\perp b} = \frac{A_S^{\perp b}}{n_b} = \frac{0,0016}{18} = 0,000088 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 18Ø12А400С

$$f_s^{\perp l} = \frac{A_S^{\perp l}}{n_l} = \frac{0,00328}{12} = 0,00027 \text{ м}$$

Приймаємо арматуру 12Ø20А400С

Розрахунок величини осідання пального фундаменту.

$$\sigma_{zp_0} = \sigma_{cp} - \sigma_{zg_0} = 814,57 - 193 = 621,57 \text{ кПа}$$

Розчленовуємо товщину ґрунту на елементарні шари

$$h_{эл} = 0.2b = 0,7 \text{ м}$$

Обчислюємо крок коефіцієнта глибини

$$\xi = \frac{2 * z}{b} = \frac{2 * 0.2 * b * n}{b} = 0.4n$$

$$\xi = 0,4 * 11 = 4,4$$

По таблиці Д.1 додатку Д ДБН В.2.1-10-2009 визначаємо коефіцієнт, α , залежно від ξ, n .

α – коефіцієнт загасання напруг

Обчислюємо додатковий тиск на межі кожного елементарного шару

$$\sigma_{zpi} = \sigma_{zp0} * \alpha_i$$

Межу стискуючої товщі визначаємо на глибині Н, де виконується умова

$$\sigma_{zgi} = 0,2\sigma_{zpi}$$

$$\Delta\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot h_э$$

Осідання основи обчислюємо в межах стискуючої товщі, по формулі:

ξ	$h_э$	α	σ_{zgi}	$0,2\sigma_{zgi}$	σ_{zpi}	$\sigma_{zp \text{ ср}}$	$E_i, \text{кПа}$	$S, \text{м}$
0,0	0,7	1,000	204,45	40,89	621,57	-	9000	0,048
0,4	0,7	0,960	215,90	43,18	596,70	609,13	9000	0,046
0,8	0,7	0,800	227,35	45,47	497,25	546,97	9000	0,038
1,2	0,7	0,606	238,20	47,76	376,67	436,96	9000	0,029
1,6	0,7	0,449	250,25	50,05	279,08	327,87	9000	0,021
2,0	0,7	0,336	261,70	52,34	208,84	243,96	9000	0,016
2,4	0,7	0,257	273,15	54,63	159,74	184,29	8500	0,013
2,8	0,7	0,201	284,60	56,92	124,93	142,33	7000	0,012
3,2	0,7	0,160	296,05	59,21	99,45	112,19	7000	0,0099
3,6	0,7	0,131	307,05	61,5	81,42	90,43	7000	0,0087
4,0	0,7	0,108	318,5	63,7	67,12	74,27	7000	0,0067

Σ	0,247
----------	-------

$$S = \beta \sum_{i=1}^{\Pi} \frac{(\sigma_{zpi} - \sigma_{zgi})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^{\Pi} \frac{\sigma_{zgi} * h_i}{E_{e,i}}$$

$$S = 0,8 \frac{(2371,27 - 1136,75)0,7}{9000} + 0,8 \frac{1741,05 * 0,7}{45000} = 0,0768 + 0,0216 = 0,098 \text{ м}$$

Умова виконується.

Таблиця 2.5 - Розрахунок осадки палевого фундаменту

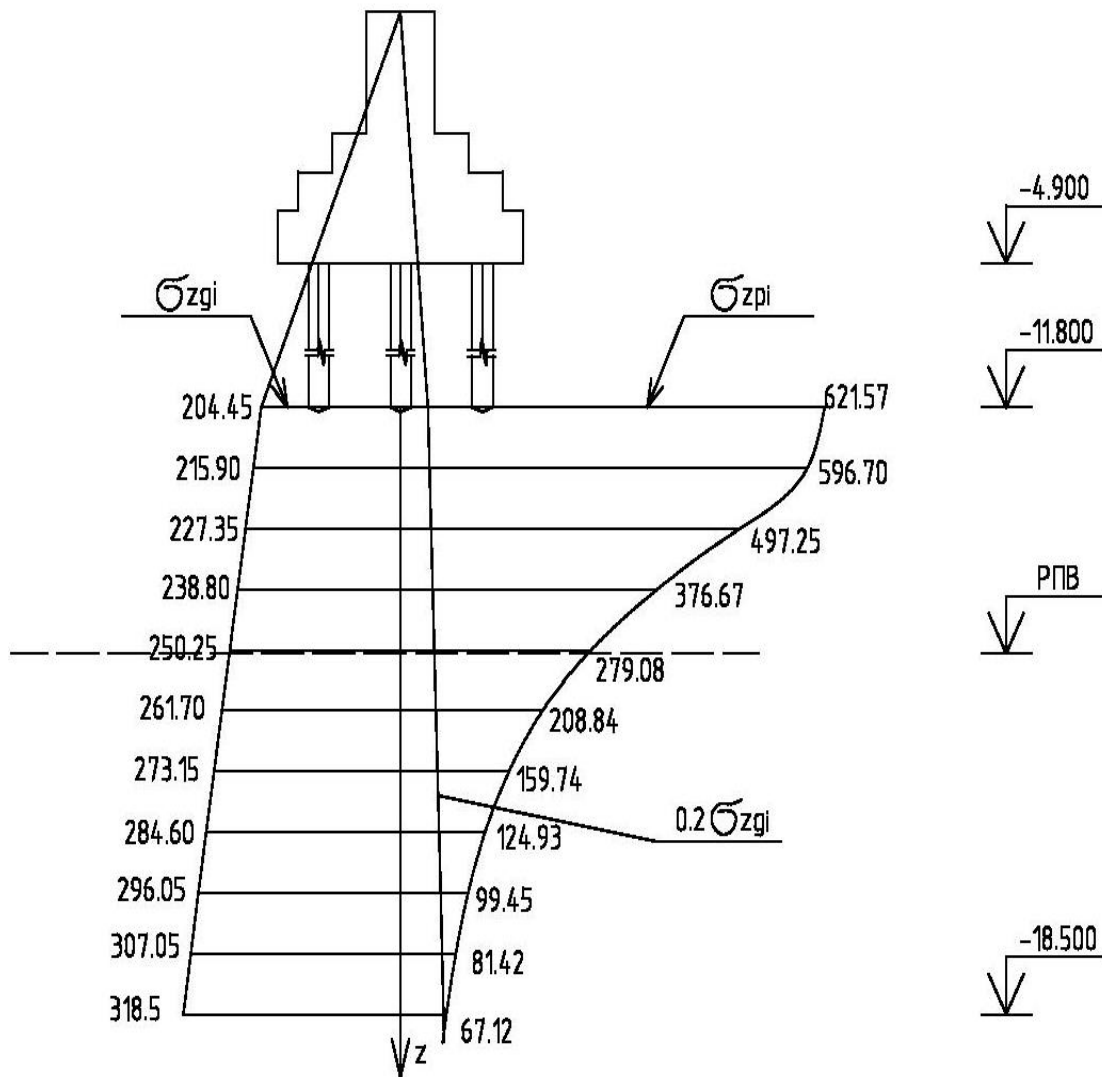


Рисунок 2.3 - Схема до розрахунку просідання основи буронабивного палевого фундаменту

Висновки за розділом 2

За результатами розрахунків найбільш економічним є фундамент пальового типу із забивних залізо-бетонних паль, тому цей варіант приймаємо для розробки.

РОЗДІЛ 3.

Науково-дослідний

3.1 Моделювання роботи монолітного каркасу з врахуванням жорсткості стінового заповнювача при дії сейсмічних навантажень

Розрахунок буде проводитися на дію одиничних сил прикладених в верхніх вузлах згідно рис. 3.1, так як методика розрахунку на сейсмічні впливи передбачає, що інерційні маси від ваги конструкцій будівлі розташовуються (умовно) в вузлах каркасу.

Деформації системи в цьому випадку будуть відповідати рис. 3.1. Верхня частина системи переміститься в горизонтальному напрямку (по осі X). В панелі заповнення, при цьому, виникнуть напруги (рис. 3.2); SCAD автоматично розкладає їх на нормальні напруги до осі X (N_x), нормальні напруги до осі Y (N_y) і дотичні напруження в площині панелі (T_{xy}).

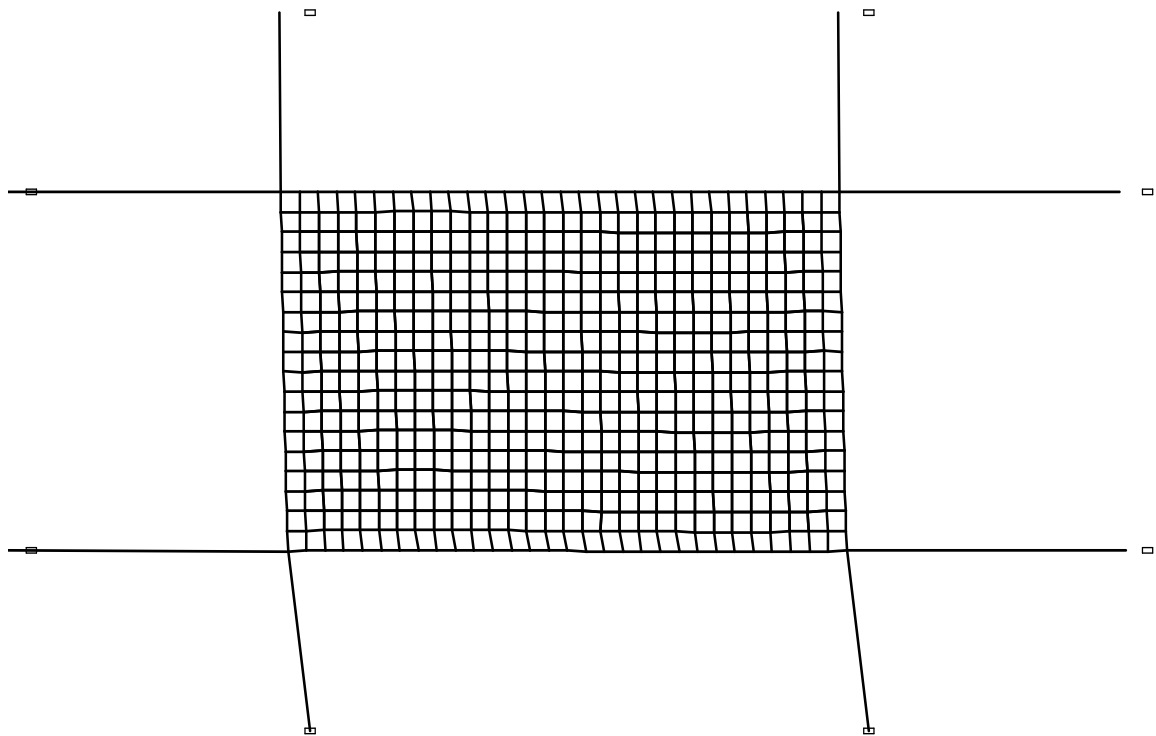
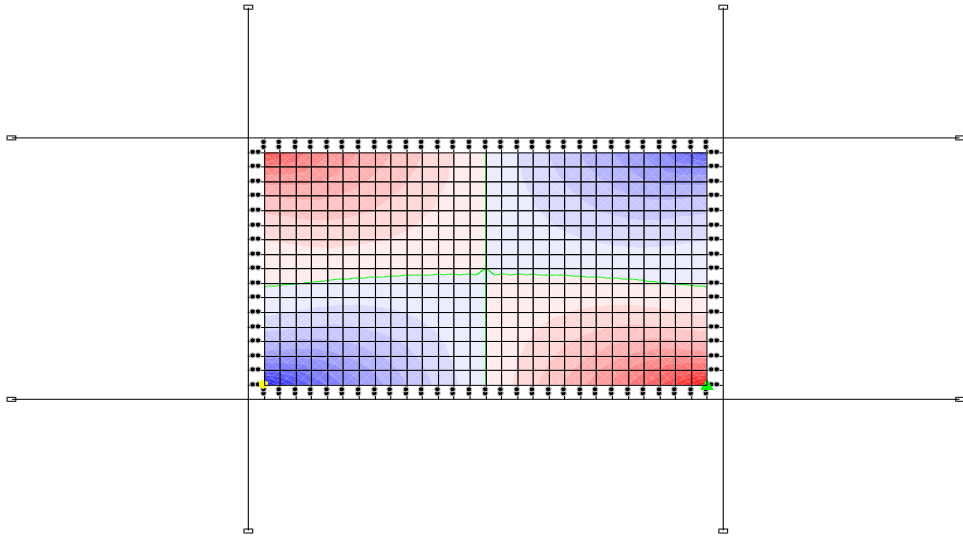
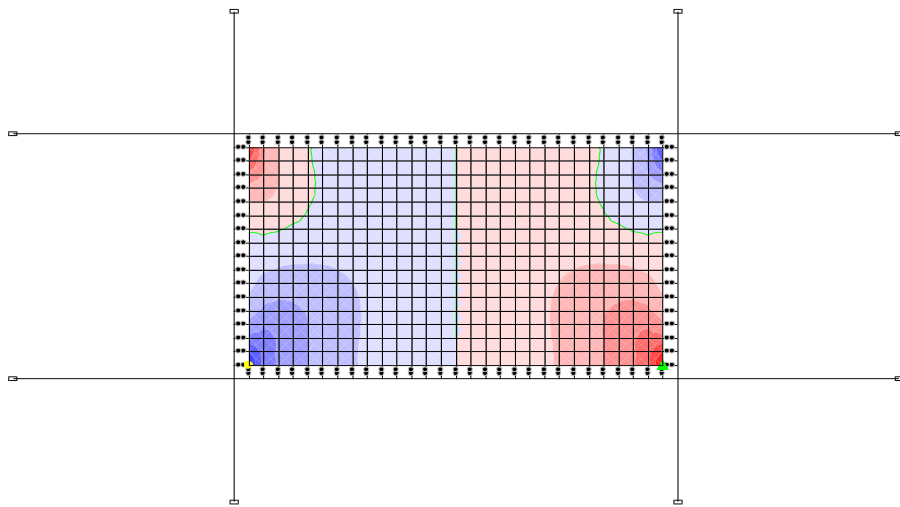


Рисунок 3.1 -Деформації системи

а)



б)



в)

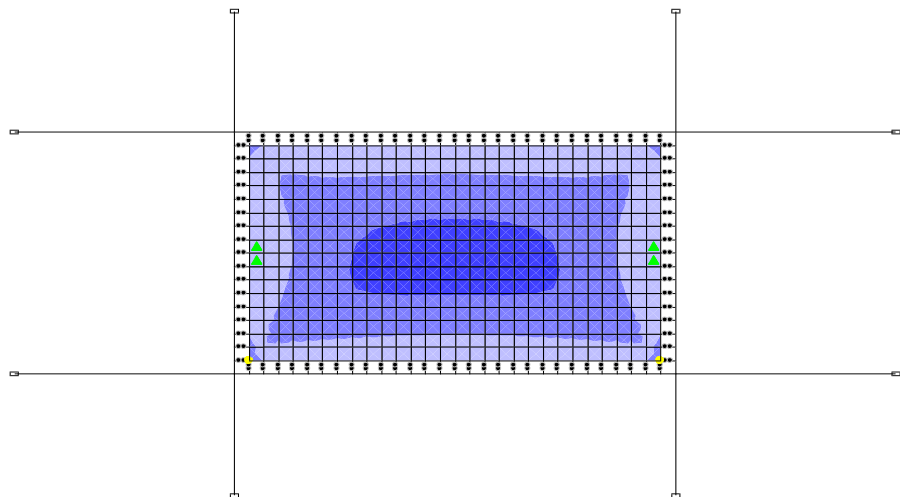
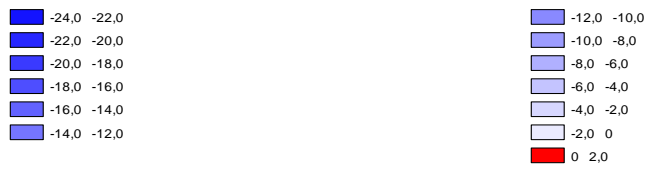
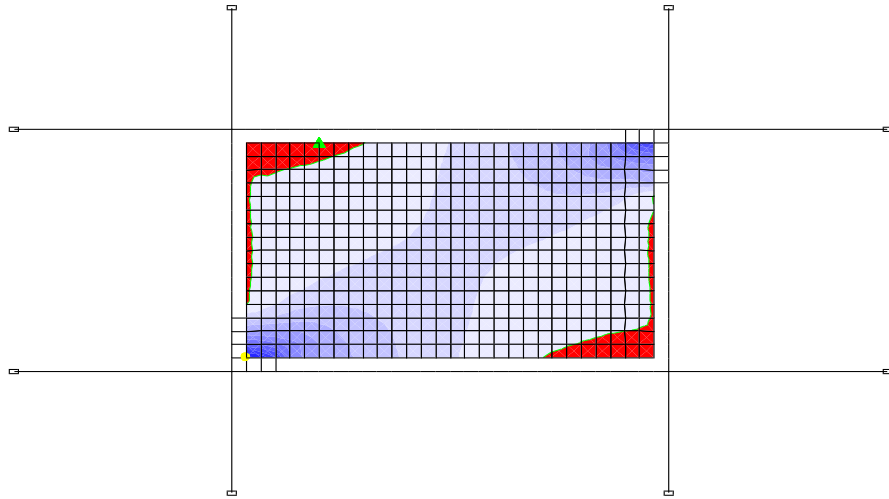


Рисунок 3.2 - Поля напряжень в панелі із заповненням:

а – N_x ; б – N_y ; в – T_{xy}

а)



б)

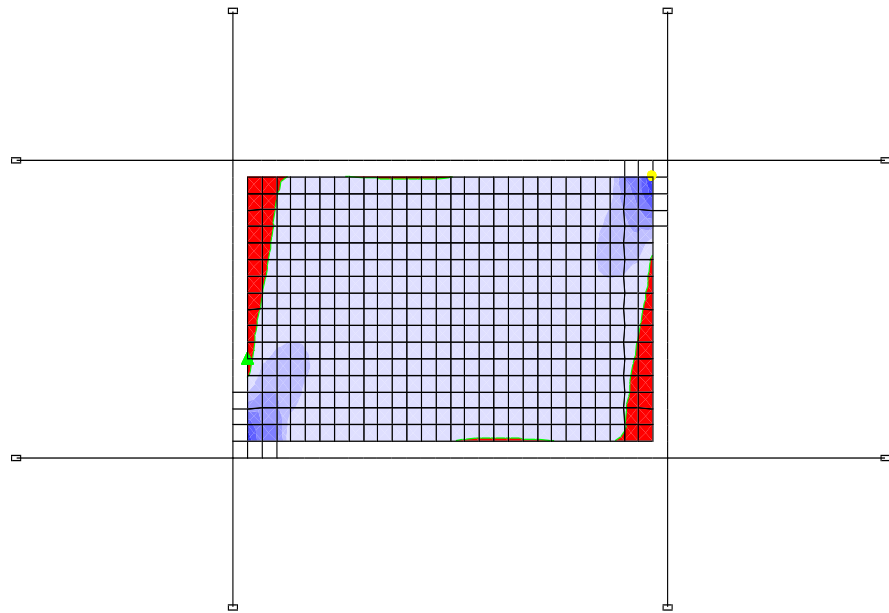


Рисунок 3.3 - Поля нормальних напружень в остаточні схемі панелі із заповненням: а – N_x ; б – N_y

3.2 Порівняння величини зусиль і переміщень в схемах із заповненням і без нього

Порівняємо отримані результати з роботою аналогічної залізобетонної каркасної конструкції без заповнення. Для цього видалимо з розрахункової схеми елементи заповнення і податливих зв'язків і виконаємо розрахунок.

3.3 Розрахунок схеми без заповнення

В цьому випадку величини поздовжніх зусиль (N) в елементах каркасу будуть близькі до нуля, характер епюри згинальних моментів (M_y) зміниться, як і передбачалося, незначно. Епюри же поперечних сил (Q_z) матимуть дещо інший вигляд (рис. 3.4).

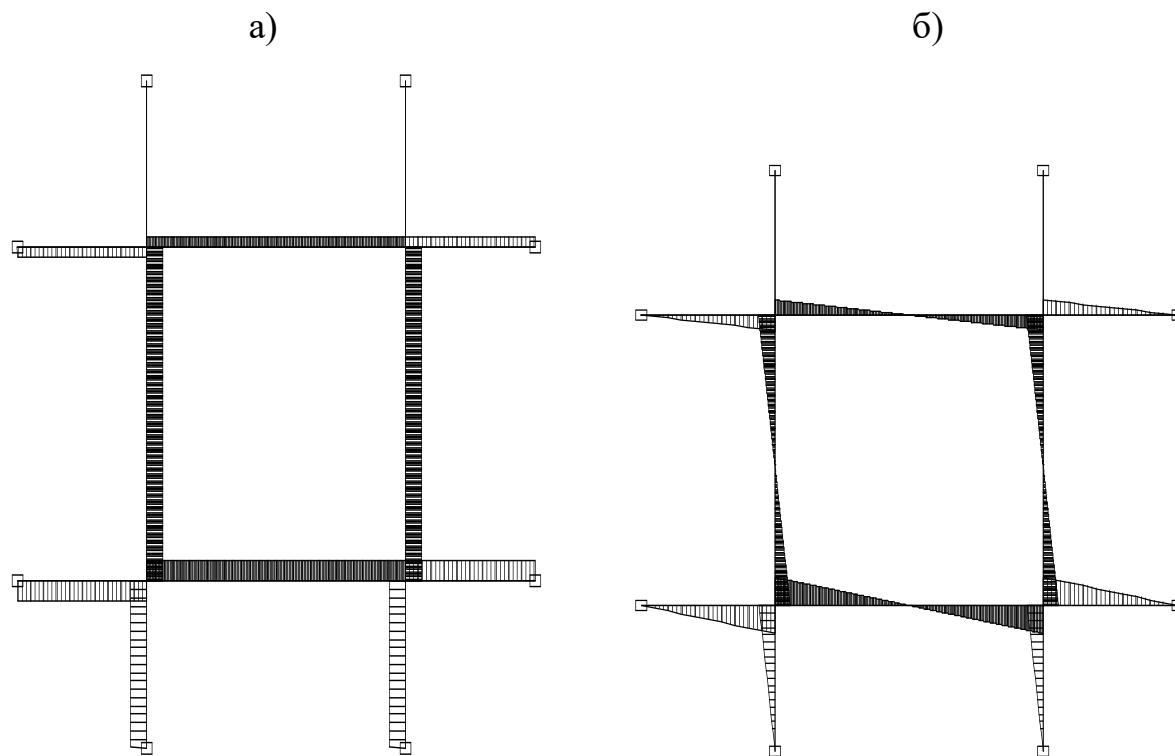


Рисунок 3.4 - Епюри в елементах каркасу в схемі без заповнення

а – Q_z ; б – M_y

Для того щоб можна було порівняти зміни зусиль у стержнях, визначимося, в яких місцях і яких елементів зусилля будуть максимальні (або мінімальні). Так як досліджується одна панель заповнення, то будемо розглядати лише зусилля в елементах що обрамляють цю панель. Зусилля в додаткових стрижнях брати до уваги не будемо.

На рис. 3.5 зображені місця максимальних (мінімальних) зусиль в елементах каркасу, як в схемі без заповнення, так і з заповненням.

Для даного випадку максимальні (мінімальні) зусилля в елементах каркаса в схемі без заповнення складуть: $N \approx 0$; $Q_z = 1$; $M_y^+ = 1.76$; $M_y^- = -1.76$.

Те ж в схемі із заповненням: $N = 0.94$; $Q_z = 1.94$; $M_y^+ = 1.01$; $M_y^- = -1.52$.

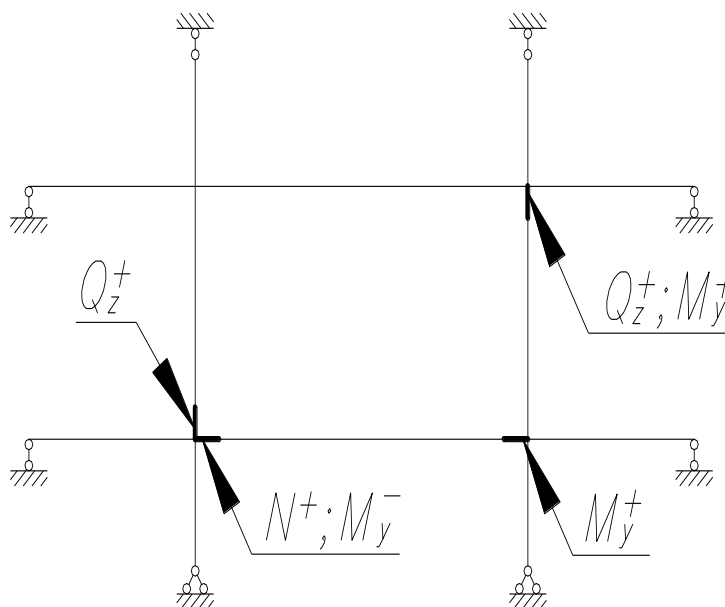


Рисунок 3.5 - Місця виникнення максимальних і мінімальних зусиль в елементах каркасу

З порівняння даних величин видно, що при наявності цегельного заповнення в елементах досліджуваної конструкції з'являються розтягують нормальні сили (N). В даному випадку вони не становлять значного інтересу, так як мають на конструкцію розвантажувати дію.

Величини згинальних моментів (M_y) в елементах рами, як помітно з розрахунку, дещо зменшилися (як позитивні, так і негативні). Оскільки дане явище можна розглядати як позитивне, тобто знижує напруження в елементах каркасу, то на них також не буде загострюватися увагу в даній роботі.

Поперечні ж сили (Q_z) в елементах каркаса в схемі із заповненням значно вищі, ніж без заповнення. Такий стрибок зусиль в колонах і ригелях може привести до руйнування елемента.

Збільшення поперечних сил в елементах конструкції (при наявності заповнення) пояснюється тим, що відбувається перерозподіл зусиль, і значна частина навантаження сприймається жорсткою панеллю. Панель —

заповнювач, котра з конструктивних особливостей, не здатна сприймати і передавати зусилля безпосередньо в вузлах з'єднання колон і ригелів, то відбувається скачок поперечних сил на деякій відстані від геометричного центру вузла.

Висновки за розділом 3

В силу того, що панель штучного заповнення досить жорстка конструкція, деформації схем із заповненням та без нього значно відрізняються.

Величина переміщення вузлів, в які додано одиничне навантаження, для схеми без заповнення становитиме $\delta = 1.13\text{мм}$, а для схеми із заповненням $\delta = 0.54\text{мм}$. Така різниця (більш ніж в два рази) може мати значний вплив на жорсткість всієї будівлі при дії на нього горизонтального сейсмічного навантаження.

Таким чином, наявність заповнення не є бажаним елементом у конструкції будівлі, так як впливає негативно на елементи каркаса, значно збільшуючи поперечні сили в них. Позитивна дія заповнювача полягає у збільшенні жорсткості конструкції, що зумовлює зниження її деформації.

Розрахунок жорсткості заповнення каркасу монолітної конструкції є доволі складним. Тому такі розрахунки виконують з використанням засобів програмної комп'ютерної інженерії, а значить формули, за якими визначалися характеристики по жорсткості та деформаціям заповнення, є в значній мірі наближеними.

РОЗДІЛ 4

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Система управління охороною праці в будівельно-монтажній організації

Основною метою охорони праці у галузі будівництва є захист робітників, які виконують роботи на об'єкті, та сторонніх осіб які можуть перебувати біля будівельного майданчику. Держава чітко визначає нормативи та стандарти безпечної роботи, яких слід дотримуватися відповідним суб'єктам господарювання. Так. Вимоги до охорони праці в компаніях, діяльність яких пов'язана із провадженням будівельно-монтажних робіт будь-якого типу, регламентується ДБН А.3.2-2-2009. «Техніка безпеки в будівництві»

Система управління охороною праці в первинній будівельно-монтажній організації призначення для створення і забезпечення високовиробничих, безпечних і не шкідливих умов праці при виконанні будівельно-монтажних робіт на основі виконання правил і норм техніки безпеки, виробничої санітарії, усунення їх порушень і включає в себе: класифікатор основних вимог безпеки праці(КБП) і класифікатор основних заходів комплексного плану покращення умов охорони праці і санітарно-оздоровчих заходів(ККП), положення про посадові обов'язки лінійних ІТР, апарату управління і керівників організації по охороні праці; планування, контроль стану безпеки праці, оцінку і стимулювання діяльності посадових осіб по охороні праці.

Система управління у відповідності з прийнятою схемою організації будівельного виробництва представляє собою багаторівневу підпорядкованість посадових осіб у відповідності з їх функціональними обов'язками по забезпеченню виконання вимог безпеки праці та складається з 5 рівнів управління:

перший(бригада) – виконання бригадою(бригадиром) вимог технології і безпеки праці і оцінка цієї діяльності по приведеному нижче класифікатору(КБП);

другий(об'єкт) – організація і забезпечення лінійними ІТР(майстром, виконробом, механіком) безпечних умов праці на об'єктах і оцінка цієї діяльності по КБП;

третій(ділянка) – організація і забезпечення начальником ділянки (старшим виконробом) безпечних умов праці на робочих місцях, в цілому на об'єкті і оцінка їх діяльності по КБП;

четвертий – організація, забезпечення і контроль виконання вимог безпеки праці апаратом управління і оцінка цієї діяльності по класифікаторам КБП і ККП;

п'ятий – правове, організаційне і матеріально-технічне забезпечення безпеки праці в цілому по Управлінню начальником, головним інженером і оцінка цієї діяльності по класифікаторам КБП і ККП.

Розрахунок штучного освітлення точковим методом

Принцип розрахунку за даним методом полягає у визначенні освітленості однієї характерної точки на робочій поверхні від точкового джерела світла за номограмою розподілення освітленості даного світильника залежно від висоти та відстані. Загальна освітленість визначається методом суперпозиції.

Розрахувати точковим методом освітленість у контрольній точці горизонтальної робочої поверхні, що освітлюється чотирма однаковими світильниками типу „Астра” з однією лампою в світильнику, рівновіддаленими в плані від контрольної точки на відстань $d=2\text{м}$. Лампа типу ДРЛ 250Вт, висота приміщення $H=3\text{м}$, висота робочої поверхні над підлогою $h_p = 0,7\text{м}$, висота підвіски світильника під стелею $h_c = 0,3\text{м}$, коефіцієнт додаткової освітленості $\mu = 1,0$, перехідний коефіцієнт для горизонтальної площини $\psi_1 = 1,0$.

1) Розрахункова висота підвіски світильника:

$$h = H - h_p - h_c = 3 - 0,7 - 0,3 = 2,0\text{м};$$

2) Умовна освітленість, створювана одним і-м світильником у контрольній точці:
 e_i ;15;

3) Освітленість у контрольній точці, створювана всіма світильниками:

$$E = \frac{\Phi \cdot \mu \cdot \sum_{i=1} (e_i \cdot \psi_i)}{1000\kappa} = \frac{11000 \cdot 1,0(15 \cdot 1 + 15 \cdot 1 + 15 \cdot 1 + 15 \cdot 1)}{1000 \cdot 1,5} = 440 \text{ Лк} > 300 \text{ Лк}.$$

Висновки по розділу: До початку будівництва та будівельно-монтажних робіт дозволяється приступати при наявності проекту провадження робіт, погодженого зі службами техніки безпеки будівельно-монтажних організацій, що беруть участь у будівництві. При роботі на об'єкті декількох організацій, генпідрядникові, разом із субпідрядними організаціями, необхідно розробити заходи, щодо безпеки праці відповідно до "Положення про взаємини організацій". Та чітко виконувати вимоги до охорони праці в компаніях, діяльність яких пов'язана із провадженням будівельно-монтажних робіт будь-якого типу, яку передбаченні законом у ДБН А.3.2-2-2009. "Техніка безпеки в будівництві."

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Реалізація комплексу заходів щодо запобігання та мінімізації наслідків НС техногенного і природного характеру у галузі радіаційної, хімічної і вибухопожежної безпеки на підприємстві та об'єкту що проектується.

Основним джерелом опромінення людей є природне випромінювання навколишнього середовища. Таким навколишнім середовищем, у якому людина проводить 80% усього часу, є будівлі, житлові будинки і виробничі приміщення. Якщо порівнювати повітря в кімнаті будинку із забрудненим міським, то в приміщенні воно виявиться в 4-6 разів бруднішим і у 8-10 разів токсичнішим. В зв'язку з цим важливою проблемою є підвищення радіаційної якості проектуємого об'єкта. Компонентом природного випромінювання є:

по-перше, будівельні матеріали, виготовлені з природної сировини, що мають у своєму складі природні РН (^{226}Ra , ^{232}Th , ^{40}K , бетон, щебінь, гравій, глина), які і є джерелом зовнішнього гамма-випромінювання всередині приміщень;

по-друге, радіоактивний газ радон, який утворюється при розпаді ^{226}Ra і ^{232}Th і надходить у повітря приміщень зі стін і ґрунту під будинком, з водопроводу,

побутового газу. Сумарно ці джерела вносять до 70% у загальну дозу опромінення населення.

Результати досліджень свідчать про суттєве радіаційне опромінення населення України за рахунок радонової складової, частка якої становить 78% від суми усіх природних джерел. Це значно перевищує дозу опромінення населення внаслідок Чорнобильської катастрофи. Таке значне опромінення за рахунок радонової складової обумовлено тим, що більша частина території нашої держави (60%) розміщена на українському кристалічному щиті, де знаходяться гірські породи з високою концентрацією радіонуклідів. Радон виділяється із гранітної крихти залізобетонних конструкцій будівель.

За даними дослідників, на кожну тисячу населення 3-4 людини загинуть від раку легень, викликаного радоном, за умови, якщо середня концентрація радону в будинках не перевищує $25 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$. При концентрації радону $200 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$ приречені захворіти раком уже 3-4 людини на кожну сотню. Концентрація радону в атмосфері коливається в межах $5-15 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$.

Радон надходить з гірських порід через ґрунт і накопичується в приміщеннях перших поверхів будинків, особливо при їхній недостатній вентиляції. Значний внесок у надходження радону в житлові приміщення вносять матеріали, з яких вони побудовані, і вода, що надходить зі свердловин. Радон накопичується у ванних кімнатах особливо при користуванні душем. Тому проектом житлового будинку передбачені противорадонові заходи.

Згідно з НРБУ-97 величина ефективної питомої активності природних радіонуклідів (РН) у будівельних матеріалах визначається як зважена сума питомих активностей радію-226 (A_{Ra}), торію-232 (A_{Th}) і калію-40 (A_K) за формулою:

$$A_{ef} = A_{Ra} + 1,31 A_{Th} + 0,085 A_K,$$

де 1,31 і 0,085 - вагомні коефіцієнти торію і калію відносно радію. Величина A_{ef} і величини питомих активностей кожного з трьох зазначених РН визначається в одиницях $\text{Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$.

За ДБН В1.4-1.01-97 визначені такі допустимі значення A_{ef} РН (Ra, Th, K) в будівельних матеріалах:

1) Сумарна $A_{\text{сф}}$ в будівельних матеріалах, використовуваних для всіх видів будівництва без обмежень (1 клас), не повинна перевищувати $370 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$ ($1 \cdot 10^8 \text{ Кі} \cdot \text{кг}^{-1}$);

2) Будівельні матеріали, у яких $A_{\text{сф}}$ вища $370 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$, але нижча або дорівнює $740 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$ (2 клас), можуть використовуватися для дорожнього і промислового будівництва в межах території населених пунктів і зон перспективної забудови;

3) Будівельні матеріали, у яких $A_{\text{сф}}$ перевищує $740 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$, але нижча або дорівнює $1350 \text{ Бк} \cdot \text{кг}^{-1}$ (3 клас), можуть використовуватися в дорожньому будівництві поза населеними пунктами для основи доріг, гребель. У межах населених пунктів - для будівництва підземних споруджень, покритих шаром ґрунту товщиною більше 0,5 м, де виключене тривале перебування людей;

Також за нормами ДБН В1.4-1.01-97 визначені такі допустимі рівні потужності поглиненої дози (ППД) гамма-випромінювання в повітрі будинків та приміщень (поширюються на гамма-випромінювання, сформоване за рахунок активності природних радіонуклідів, включаючи природний радіаційний фон):

1) ППД всередині приміщень, будівель та споруд, які проектуються, будуються та реконструюються для експлуатації з постійним перебуванням людей, не повинна перевищувати $0,27 \text{ мкГр} \cdot \text{год}^{-1}$ ($30 \text{ мкР} \cdot \text{год}^{-1}$). До приміщень з постійним перебуванням людей відносяться житлові приміщення;

2) ППД всередині приміщень, будівель і споруд, які експлуатуються з постійним перебуванням людей, не повинна перевищувати $0,45 \text{ мкГр} \cdot \text{год}^{-1}$ ($50 \text{ мкР} \cdot \text{год}^{-1}$);

3) Якщо ППД всередині приміщень експлуатованих будинків і споруджень з постійним перебуванням людей перевищує $50 \text{ мкР} \cdot \text{год}^{-1}$, в них обов'язкове проведення протирадіаційних заходів;

Установлені також допустимі рівні середньорічної еквівалентної рівноважної концентрації (ЕРК) ізотопів радону в повітрі приміщень:

1) ЕРК ^{222}Rn у повітрі приміщень, що проектуються і будуються та при реконструкції будинків і споруджень з постійним перебуванням людей не повинна перевищувати $50 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$, а для ^{220}Rn - $3 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$;

2) ЕРК ^{222}Rn у повітрі приміщень експлуатованих будинків з постійним перебуванням людей складає $100 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$, а для ^{220}Rn - $6 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$;

3) Якщо ЕРК ^{222}Rn у повітрі приміщень перевищує $100 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$, проведення протирадонових заходів обов'язкове;

4) У випадку неможливості знизити всіма можливими заходами нижче $400 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$ необхідно змінити призначення приміщення або обмежити перебування в них людей. Рішення про подальше використання приміщення приймається відповідальними державними органами.

Для підвищення радіаційної безпеки проектованої будівлі були проведені такі комплекси протирадонових заходів:

1. Герметизація перекриттів першого поверху в будинку;
2. Вентиляція цокольного простору;
3. Підсилення природної вентиляції квартир;
4. Фарбування емульсійними або масляними фарбами стін;
5. Спеціальне покриття підлог.

Проведення захисних заходів необхідне при концентрації радону більше $190 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$, при концентрації $40\text{-}190 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$ - наполегливо рекомендується; нижче $40 \text{ Бк} \cdot \text{м}^{-3}$ - припустимі для проживання.

Висновок по розділу: Одною із найважливіших умов успішного вирішення задачі захисту людей на будівництві є навчання їх правилам безпеки поведінки на майданчику, виконання дії по сигналах оповіщення цивільної оборони, застосування засобів захисту і способів їх виконання при потребі, уміння виконання по наданню першої медичної допомоги та самопомоги і взаємодопомоги між пріцівниками.

Загальні висновки

У кваліфікаційній роботі розроблено проект 10-поверхового житлового будинку у Тернополі з дослідженням монолітних конструкцій. Представлена будівля належить до монолітно-каркасних конструкцій. У ході роботи виконано:

1. Архітектурно-будівельні вишукування, де обґрунтовано вибір прийнятих конструктивних рішень.
2. Виконано розгорнутий розрахунок різних типів фундаментів та вибрано найбільш економічний варіант- фундамент пальового типу, який прийнятий для розробки.
3. Виконано наукове дослідження по моделюванню роботи монолітного каркасу з врахуванням жорсткості стінового заповнювача при дії сейсмічних навантажень.
4. Представлено основні положення по захисту працівників при роботі в будівельно-монтажних організаціях та безпека в надзвичайних ситуаціях.

Бібліографія

1. ДБН.В-2.2-99. Громадські будинки та споруди
2. ДБН 360-92*. Планування і забудова міських і сільських поселень
3. Технологія будівельного виробництва: Підручник/В.К.Черненко, М.Г. Єрмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Єрмоленко.-К.: Вища шк.,2002.-430с.:іл.
4. ДБН В.2.3-5-2001. Вулиці та дороги населених пунктів
5. ДБН В.2.5-20-2001. Інженерне обладнання будівель і споруд
6. ДБН В1.4-1.01-97
7. Фундаменти будівель і споруд: Довід. посібник Ю.Л.Винников, В.А.Муха, А.В.Яковлев та ін.- К.: Урожай, 2002.- 432с.:іл.- Бібліогр.: с.423-424.
8. Конструирование и расчет монолитных ребристых перекрытий: Учеб. пособие / А.Н.Павликов.-К.: УМК ВО, 1992.-100с.-На укр.яз.
9. Фундаменти будівель і споруд: Довід. посібник Ю.Л.Винников, В.А.Муха, А.В.Яковлев та ін.- К.: Урожай, 2002.- 432с.:іл.- Бібліогр.: с.423-424.
10. ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва
11. ДБН Г. 1-5-96. Нормативна база оснащення будівельних організацій містобудування України- К.,1997.
12. Драченко Б.Ф., Борисова Л.Г., Горбунко П.Г. Технология строительного производства- М.: Агропромиздат,1990
13. Справочник. Строительные краны/ В.П. Станевский, В.Г., В.Г. Моисеенко, Н.П. Колесник и др../ Под. ред. В.П. Станевского- К.: Будівельник,1989

14. Хамзин С.К., Карасев А.К. Курсовое и дипломное проектирование – М.:
Вісш.шк.,1989.
15. ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва, 1996 р.
16. ДСТУ Б А.2.4_7_95 Правила виконання архітектурно будівельних
17. Поправки до ДСТУ Б А.2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93)
18. ДБН В.2.6-31~2006. ТеплоізоляціяКонструкції будинків і споруд.
19. Швец В.Б., Феклян В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция
фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. – 93 с
20. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – М.:
Стройиздат, 1988. – 287 с.
- 21.Кутуков В.Н. Реконструкция зданий. – К.: Высш. школа, 1981. – 263 с.
- 22.Сотников С.Н., Симагин В.Г., Вершинин В.П. Проектирование и
возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. – М.:
Стройиздат, 1986. – 93 с
- 23.ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Ґрунти. Методи польових випробувань
палями. – К.: Держбуд, 1995.
- 24.ВБН В.2.1–36–2–2002. Підсилення фундаментів будівель та споруд багато
секційними вдавлюваними палями. – К.: Укрмонтажспецбуд, 2002. – 38 с.
- 25.Испытание сборных железобетонных конструкций: Учебное пособие для
студентов вузов (Комар А.Г., Дубровин Е.Н., Заленский В.С. – М.: Высш.
школа, 1980. – 269 с
- 26.Определение строительных свойств грунтов (справочное пособие) Швец
В.Б., Лушников В.В., Швец Н.С. – К.: Будівельник, 1981 – 104 с

27. Джантимиров Х., Егоров А., Кангели Н. Спомощью буроинъекционных свай.
– Стр-во и архитектура Москвы, 1977.
28. Фундаменти будівель і споруд: Довід. посібник Ю.Л.Винников, В.А.Муха,
А.В.Яковлев та ін.- К.: Урожай, 2002.- 432с.:іл.- Бібліогр.: с.423-424.
29. Конструирование и расчет монолитных ребристых перекрытий: Учеб.
пособие / А.Н.Павликов.-К.: УМК ВО, 1992.-100с.-На укр.яз.