

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Дніпровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Кафедра «Мости та тунелі»

До захисту:

Завідувач кафедри МТ

_____ О. Л. Тютюкін

« _____ » _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА
на здобуття ОС «магістр»

Галузь знань 19 «Архітектура та будівництво»
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
ОПП «Мости і транспортні тунелі»

Тема: «Аналітичні закономірності технології відновлення
конструкцій фундаментів та основ на базі буроін'єкційних свердловин»

Theme: “Analytical regularities of reconstruction technology
of base structures and foundations by the borehole injection wells”

Керівник магістерської роботи	<u>Д.т.н., проф.</u> _____ (посада) (підпис)	<u>В. Д. Петренко</u> (ПІБ)
Консультант розділу з БЖД	<u>К.т.н., доц.</u> _____ (посада) (підпис)	<u>Ю. Л. Заяць</u> (ПІБ)
Нормоконтролер	<u>Д.т.н., доц.</u> _____ (посада) (підпис)	<u>О. Л. Тютюкін</u> (ПІБ)
Виконавець, студент групи МТ1926	_____	<u>О. М. Петров</u> (ПІБ)
Student	(підпис)	<u>Oleh Petrov</u>

2020 р.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Реферат

Дипломна робота магістра представлена на ____ сторінках та містить ____ рисунків, ____ таблиць, ____ літературних джерел.

Об'єкт дослідження: фундаменти та підфундаментна основа.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан системи «фундамент–основа».

Мета роботи полягає в отриманні аналітичних закономірностей технології відновлення конструкцій фундаментів та основ на базі буроін'єкційних свердловин.

В дипломній роботі магістра вирішені наступні **задачі:**

1. Проведено аналіз задачі відновлення конструкцій фундаментів та основ.

2. Виконаний аналітичний розрахунок напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа» із визначенням міцності основ, геометричних розмірів фундаменту та його осідань.

3. Виконаний чисельний аналіз напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа», для чого створені скінченно-елементні моделі, що максимально повно відтворюють взаємодію відновлених частин системи.

4. Отримані аналітичні закономірності буроін'єкційної технології відновлення конструкцій фундаментів та основ.

Галузь застосування: будівництво.

Ключові слова: відновлення, ґрунт, система «фундамент–основа», навантаження і впливи, напружено-деформований стан, чисельний аналіз, буроін'єкційна технологія

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Загальні висновки

Бібліографічний список

					011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Вступ

Спорудження фундаментів в інженерно-геологічних умовах України часто утруднене об'єктивним положенням, яке пов'язано із геологічною історією нашої країни. Більша частина площі поверхневих відкладень представлена слабкими, неоднорідними, шаруватими літологічними формаціями. Особливу складність представляє те, що близько 50...60 % ґрунтової основи, яка є важливою частиною загальної системи «фундамент–основа», займають еолові відкладення, тобто лесові або лесоподібні ґрунти.

Вказані складнощі пов'язані із стадіями проектування і розрахунку, спорудження та подальшого ремонту або реконструкції фундаментних конструкцій. В зв'язку з цим постає проблема відновлення конструкцій фундаментів та основ, тобто приведення міцносних та деформаційних характеристик системи «фундамент–основа» до експлуатаційних, що забезпечують міцність, стійкість, надійність та довговічність фундаментів та основ, а їх можливо досягти лише за допомогою інженерного втручання.

Проблема у випадку спорудження вирішується шляхом проведення аналітичного або чисельного аналізу напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа» та підбору оптимальних геометричних розмірів фундаменту. Відповідно, відсутність інформації або недостатня вивчена питань взаємодії в системі «фундамент–основу» приводить до негативних наслідків в процесі експлуатації такої споруди. Однак, разом з тим, відновлення повинно відбуватися комплексно, тобто бути впровадженим і для ґрунтової основи. В ході спорудження застосовуються різні методи підсилення та ущільнення, що приводять основу, на якій планується спорудження фундаменту, в експлуатаційний стан, що характеризується відповідною міцністю та деформаційною здатністю.

Неповна інформація про напружено-деформований стан відновлених ґрунтових основ приводить до проектування досліджуваних споруд з міцніших і жорсткіших конструкцій та застосуванню спеціальних фундаментів, що

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

значно підвищує будівельні витрати. При цьому відсутність прогнозу поведінки таких конструкцій не дає можливості створити в процесі експлуатації оптимальні умови їх роботи. Це, у свою чергу, веде до неприпустимих деформацій основ і, як наслідок, до збільшення експлуатаційних витрат.

Визначена проблема ускладнюється у випадку реконструкції частин або загальної системи «фундамент–основа», оскільки зміна характеристик ґрунтової основи та матеріалу фундаменту може призвести до осідань, які не були спрогнозовані при проектуванні. Складність також виникає по причині того, що деякі методи підсилення основ, наприклад, механічне ущільнення, при реконструкції неможливі. Додаткової складності проблема отримує в ході перепланування вже існуючої конструкції, яка призводить до підвищення навантажень на фундамент і невідновлену основу.

Зазначені особливості задачі відновлення конструкцій фундаментів та основ свідчать про актуальність пошуку рішень для визначення напружено-деформованого стану (НДС) системи «фундамент–основа». Отримання знання про напруження й переміщення дозволять визначити ефективність технології відновлення в повному обсязі. Тому мета магістерської роботи, а саме отримання аналітичних закономірностей технології відновлення конструкцій фундаментів та основ на базі бурюін'єкційних свердловин є актуальною.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

якщо немає постійних джерел обводнення ґрунтового масиву.

На основі великої кількості проведених випробувань було визначено, що лесоподібні суглинки мають більш низькі значення границь і числа пластичності, ніж неposedочні. Значення вологості на границі розкатування лесів знаходиться в межах 12...18 %, а для лесоподібних суглинків – 14...26 %. Вологість на границі текучості для лесів змінюється від 22 до 24 %, а для лесоподібних суглинків – 25...37 %. Природна вологість просідаючих ґрунтів менше вологості на границі розкатування, тому вони мають тверду, рідше напівтверду консистенцію.

Для просідаючих лесових ґрунтів характерна засоленість, світлий колір (від палевого до охристого кольору); здатність в маловологому стані утримувати вертикальний укіс; циклічність будови товщ.

Лесові ґрунти природної вологості і незрушеної структури мають високу міцність і малу деформативність [9, 21]. Компресійні властивості лесових ґрунтів природної вологості не відрізняються від звичайних малостискуємих ґрунтів. При цьому, у них значення коефіцієнта стискує мості і модуля загальної деформації при зміні тиску до 0,4...0,5 МПа мало залежить від тиску (є постійним в достатньо широкому діапазоні тиску).

Структурні зв'язки лесових ґрунтів, обумовлені водяно-колоїдними і цементацийними зв'язками, маловодостійкі, тому вони відносяться до структурно-нестійким ґрунтам. При збільшенні вологості в просідаючих ґрунтах проходять наступні процеси: при доступі вологи в ґрунт кальцит розчиняється, глинисті частинки звожуються. При цьому плівки води навколо глинястих частинок товстішають і розклинюють частинки. Як наслідок цього руйнується макроструктура ґрунту. Міцність ґрунту внаслідок руйнування структури різко зменшується і він приймає властивість сильно стискуватись під навантаженням ущільнення. Тому при постійному значенні тиску ущільнення під впливом зволоження різко стрибкоподібно змінюється коефіцієнт пористості, що показує на корінну зміну структури.

На компресійній кривій можна виділити три характерні ділянки:

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

фази в ґрунті під фундаментом може виникнути ущільнене ядро і поверхні ковзання, які при подальшому збільшенні навантаження ведуть до втрати стійкості основи (четверта фаза).

Взаємодія фундаментів із слабкими лесовими основами в процесі експлуатації частіш усього характеризується негативними наслідками, якщо під час спорудження фундаментів основа не була достатнім чином підготовлена, а її характеристики приведені до нормативних.

1.2 Аналіз технологій відновлення конструкцій фундаментів та основ

Під відновленням конструкцій фундаментів та основ в цій магістерській роботі, як вже було відмічено вище, розуміється приведення міцносних та деформаційних характеристик системи «фундамент–основа» до експлуатаційних, тобто таких, що забезпечують міцність, стійкість, надійність та довговічність. Відновлення основ різними шляхами може відбуватися як на стадії будівництва, так і експлуатації, відновлення фундаментів – тільки на стадії експлуатації. Відновлення основ при спорудженні фундаментів часто практикується як зміна природного стану ґрунту і приведення його у стан експлуатаційний. Це досягається, наприклад, найбільш розповсюдженим методом поверхневого механічного ущільнення.

Поверхнєве (пошарове) механічне ущільнення виконують трамбуванням, укочуванням, віброукочуванням або поєднанням указаних способів згідно п. 15.3 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» [12]. Ущільнення проводиться пошарово. Товщина шару дорівнює 30 см. Для точного визначення числа проходок катка і встановлення раціональної товщини шару, що ущільнюється, необхідно провести пробне укочування ґрунту з оптимальною вологістю $W_0=0,15$, з граничним відхиленням $\pm 15\%$, на смузі довжиною 15 м.

До початку виконання робіт з улаштування ґрунтової подушки виконується дослідне ущільнення ґрунту на смузі розмірами 10×30 м (ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і фундаментів», Додаток 4 [15]), яка ділиться на три ділянки з товщиною

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

шару на 5 см більше і менше прийнятого. На кожній ділянці відбирається не менш ніж 6 проб ґрунту (з верху, середини та низу укачаного шарів) для визначення щільності та вологості. При влаштуванні ґрунтових подушок дослідне ущільнення проводиться при трьох варіантах: числа проходів катка 6, 8 і 10 або ударів трамбування (проходів трамбуючої машини) по одному сліду – 8, 10 і 12. За отриманими даними будуються графіки зміни щільності скелету ґрунту в залежності від числа проходок ущільнювального механізму.

При влаштуванні ґрунтової подушки перевіряють:

- а) якість підготовки котловану і однорідність відсипаного шару;
- б) товщину відсипаних шарів ґрунту;
- в) кількість проходів ґрунтоущільнювальних машин;
- г) задану щільність, вологість ґрунту і рівномірність ущільнення.

Перевірка обов'язково виконується на основі геотехнічного моніторингу з виконанням лабораторних досліджень.

Кожний наступний шар ґрунту ущільнюють зразу ж після його відсипки і розрівнювання безперервно.

Для визначення вологості та щільності ґрунту після ущільнення кожного шару відбирають проби в контрольних пунктах, назначених з розрахунку 1 пункт на кожні 300 м², але не менше двох на об'єкт (ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 табл. 17). При цьому кількість проб в кожному пункті повинно бути не менше трьох. Відбір проб проводиться з середини кожного витрамбованого шару.

ґрунтова подушка запроєктована у відповідності з вимогами ДБН В 1.1-5-2000 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах» [10] та ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» [12].

Товщина ґрунтової подушки 1,80 м; кількість шарів ущільнення: 6 шарів ущільненого ґрунту, відібраного з котловану, товщиною по 30 см.

Дно котловану під ґрунтовою подушкою повинне бути ущільнене до щільності скелету $\rho_d=1,7$ г/см³.

ґрунтову подушку виконувати з місцевих лесовидних суглинків при

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$W_0=0,15$ част. од., з граничним відхиленням $\pm 15\%$ від W_0 . У разі відхилення від заданого значення вологості потрібно виконувати зволоження або просушування. При необхідності зволоження, якщо вологість ґрунту нижче оптимальної на 15% і більше, ґрунт в кавальєрі потрібно укладати шарами по 25 см з одночасним зволоженням. Ущільнення ґрунту виконувати до щільності скелету $\rho_d=1,7$ г/см³.

Звісно, що такий метод відновлення міцносних та деформаційних характеристик ґрунту основи можливий лише на стадії будівництва. Після того, як споруджено фундамент, розпочинається його взаємодія із основою, яка, по причині багатьох факторів, може втрачати свої експлуатаційні характеристики. Як вже було відмічено в п. 1.1, особливості деформування слабких лесових основ в процесі експлуатації полягають у можливості виникнення додаткових деформацій. Багаточисленні обстеження промислово-цивільних споруд, фундаментів мостів та шляхопроводів, що споруджені на слабких лесових ґрунтах, свідчать про просадки, які є досить розповсюдженим сценарієм експлуатаційної взаємодії в системі «фундамент–основа».

Збільшення деформацій в процесі експлуатації ґрунтових основ також призводить до підвищеної деформаційної здатності фундаментів, які просідають та розпочинають процес тріщиноутворення. Відповідно, зменшення міцності основи призводить до зниження міцності фундаменту, тому ці експлуатаційні характеристики слід відновлювати. Такий же випадок можливий і за умови того, що до початку спорудження фундаменту властивості основи не були відновлені або збільшення міцності та зменшення деформативності ґрунту відбувалося із технологічними помилками. Відновлення конструкцій фундаментів та основ в процесі їх експлуатації значно складніше, ніж при спорудженні.

Основним принципом відновлення фундаментів та основ при реконструкції є занурення різними методами вертикальних або похилих елементів підсилення [5, 16, 19]. Основними, найчастіше застосовуваними технологіями створення таких елементів на сьогоднішній день є три: вдавнення,

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

буронабивна та буроін'єкційна [2, 25, 36]. Також в останній час значного розвитку отримали ще декілька технологій – бурозмішувальна [17, 18, 44], електророзрядна, укрупчування паль тощо. Всі вони застосовуються, але найбільш практично розвинутою є буроін'єкційна [2, 25, 35, 39, 43], що і розглядається в наданій роботі.

Якщо аналізувати вказані три технології, слід відмітити їх переваги. Усі вони дозволяють створювати елементи підсилення високої несучої здатності, причому буроін'єкційна технологія, на відміну від вдавлення та буринабивної, дозволяє створювати похилі елементи [40, 42]. Для усіх трьох технологій відкрита можливість армування елементів підсилення, які в залежності від інженерно-геологічних умов можуть мати довжину до 12 м (в середньому – 5...8 м) [25].

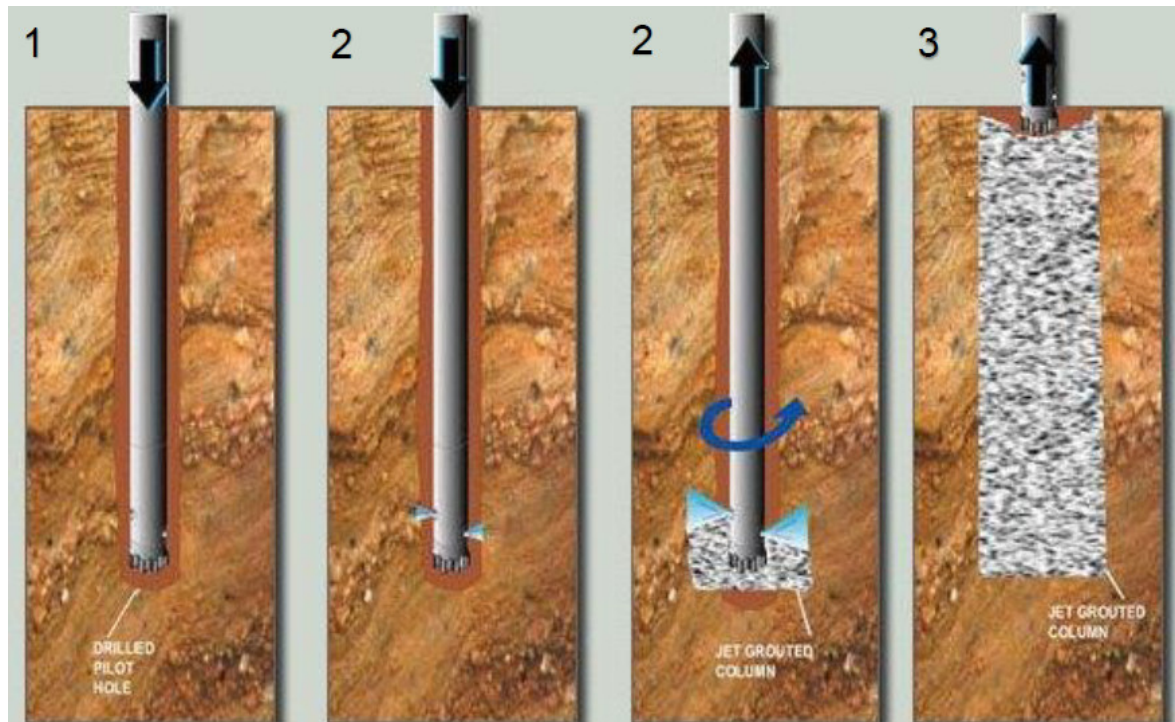


Рисунок 1.1 – Етапи створення елементів підсилення на основі буроін'єкційної технології [27]: 1 – буріння пілотної (піонерної) свердловини;
2 – підйом ін'єктору із обертанням монітору і подачею робочого розчину;
3 – готова ґрунтоцементна паля

Буроін'єкційна технологія відновлення фундаментів та основ базується на засадах спеціального способу хімічного закріплення ґрунтів (ХЗГ) – струминної

					011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

цементациї [28, 30], що відома за кордоном як технологія *Jet-grouting* [43, 46, 47, 49]. Інші способи ХЗГ (силікатизація, смолізація, бітумізація, глинізація) також застосовувалися і продовжують застосовуватися, але їх частка, на відміну від цементациї, дуже мала [36-38]. Вертикальні або похилі елементи підсилення (грунтоцементні або ґрунтобетонні палі) створюються за допомогою ін'єктору із спеціальним пристроєм, що обертається – монітором. В пробурену пілотну (або піонерну) свердловину занурюють ін'єктор (рис. 1.1, етап 1), а потім подають в нього робочий розчин (рис. 1.1, етап 2, перший рисунок). Поступово ін'єктор піднімають на поверхню, в ході підняття монітор обертається (рис. 1.1, етап 2, другий рисунок), а робочий розчин під тиском поступає у ґрунт основи та бетон фундаменту, руйнуючи їх та замінюючи собою (рис. 1.1, етап 3). Існують три різновиди *Jet-grouting*, що відрізняються компонентами (одно-, дво- та трьохкомпонентна система *Jet-grouting* (рис. 1.2).

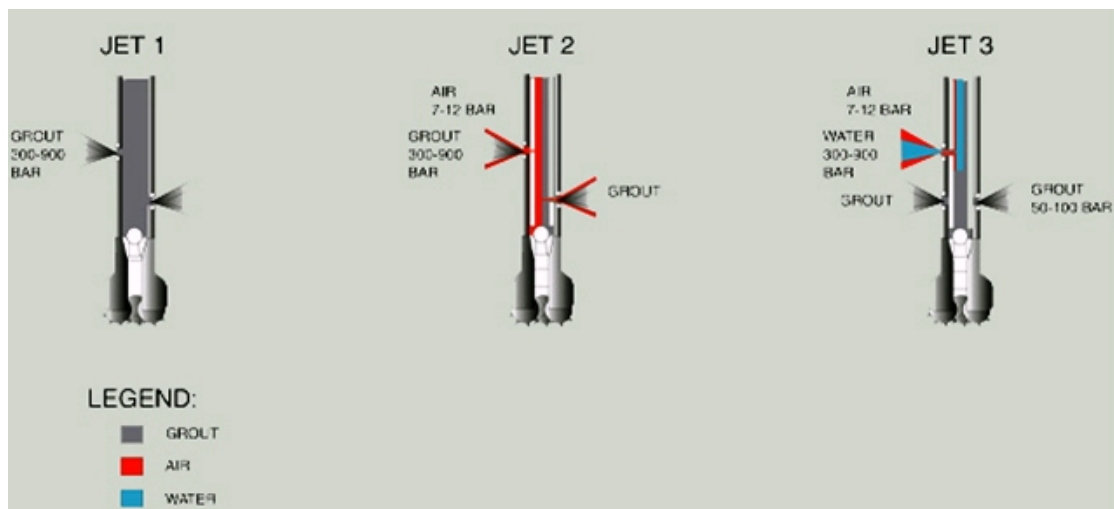


Рисунок 1.2 – Технологічні схеми *Jet-grouting*

За технологією Jet 1 в попередньо пробурену технологічну свердловину опускають спеціальний монітор, який є пристроєм, що забезпечує формування і переміщення струменя, що має одне або кілька бокових насадок.

До монітора подають по гнучкому рукаві розмиваючу рідину, наприклад, цементний розчин. При цьому з насадки виходить високошвидкісний струмінь розчину, який спричиняє розмив ґрунту, утворюючи в ньому горизонтальну каверну. При цьому розмитий ґрунт разом з відпрацьованим розчином частково

										011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

виноситься на поверхню у вигляді пульпи, яка по канавці направляється в спеціальний пульпоприймач (траншею або зумпф).

Монітор приводять в обертання навколо вертикальної осі й одночасно повільно починають піднімати. В результаті, у міру підйому обертання монітора, частина розмитого обертається струменем ґрунту переміщується з розчином, і таким чином в ґрунтовому масиві утворюється циліндрична розмита порожнина, заповнена ґрунтоцементною сумішшю. Після завершення підйому монітора і затвердіння цементу в ґрунті утворюється колона закріпленого ґрунту (ґрунтоцементу). Ця технологія найбільш проста у виконанні, але і діаметр колон також є найменшим порівняно з іншими варіантами технології. Діаметр колон в глинах – не перевищує 0,6 м, в суглинках і супісках – 0,7...0,8 м, в пісках досягає 1 м.

У технології Jet 2 поряд з бічною насадкою, в моніторі монтується співвісна з нею повітряна насадка, через яку одночасно з подачею розчину через центральну насадку подається стиснене повітря, що створює штучний повітряний потік навколо струменя розчину. При цьому розмитий ґрунт виноситься по свердловині в потоці аерованого розчину. Діаметр колон в глинах досягає 1,2 м, в суглинках і супісках – 1,5 м, в піщаному ґрунті – 2 м.

У технології Jet 3 розмив ґрунту проводять водяним струменем в штучному повітряному потоці, з виносом розмитого ґрунту через щілину в складі водоповітряної пульпи, а закріплюючий розчин подають у вигляді окремого струменя через насадку, розташовану нижче співвісних розмиваючих насадок. При цьому утворюється ґрунтобетонна колона з найбільшим діаметром (1,5...2,5 м) при інших рівних характеристиках їх процесу розмиву). У цьому випадку розчин використовується безпосередньо для закріплення ґрунту. Технологія Jet 3 не має широкого спектру застосування, зважаючи на складність технологічного обладнання, необхідності також додаткового обладнання при використанні трьох шлангів.

При застосуванні *Jet-grouting* міцність та деформаційна здатність матеріалу ґрунтоцементних елементів залежить від фізико-механічних

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

характеристик ґрунту, що відновлюється. Міцність укріпленого ґрунту на стиск в МПа наведена в джерелі [34] (табл. 1.1).

Таблиця 1.1 – Міцність укріпленого ґрунту на стиск, МПа (наведена в роботі [34])

Тип ґрунту	Літературне джерело		
	Камбефор [19]	Jahiro, & Joshida, 1974	Гинзбург, 1979
Торф	< 3,0	0,3	< 1,5
Глина	< 8,0	1,8...3,0	1,5...4,0
Суглинок	3,0...10	3,0...4,5	2,0...9,0
Супісок	5,0...14,0	3,0...4,5	2,0...9,0
Пісок	< 15,0	6,0...9,0	5,0...15,0
Гравій	< 20,0	10,0...30,0	5,0...15,0

А. Г. Малінін в своїй статті наводить графіки залежності одновісної міцності на стиск та модуля деформації ґрунтоцементу від обсягу цементу [26] (рис. 1.3-1.4).

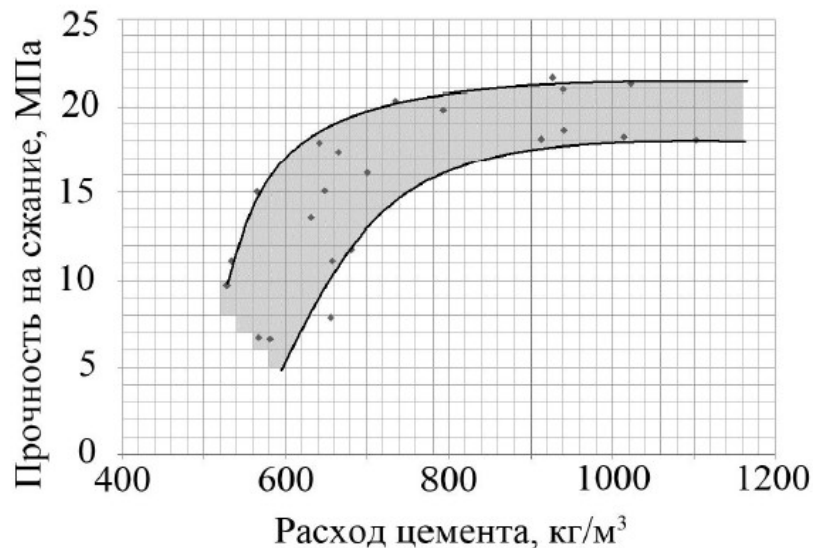


Рисунок 1.3 – Залежність одновісної міцності на стиск ґрунтоцементу від обсягу цементу (мовою оригіналу [26])

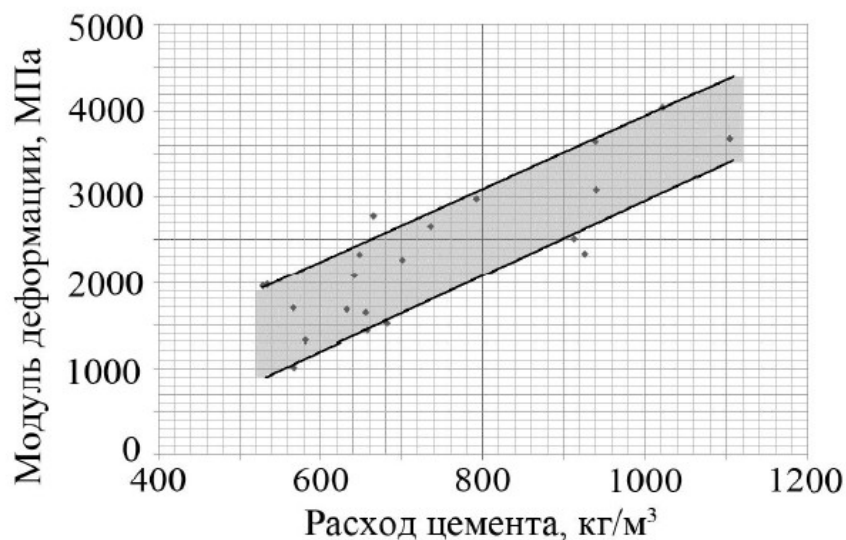


Рисунок 1.4 – Залежність модуля деформації ґрунтоцементу від обсягу цементу (мовою оригіналу [26])

Ця технологія відпрацьована, її основи викладені в ряді монографій та посібників, а недоліки, такі як наявність високого тиску в системі ін'єктування, критично проаналізовані в ряді наукових робіт. Елементи підсилення, що виконані за допомогою буроін'єкційної технології, призначені для підсилення і фундаментів, і основ, відновлюючи їх міцність та зменшуючи деформації. Застосування цієї технології в конкретних точках фундаменту дозволяє змінити нерівномірний деформований стан, вирівнявши значення переміщень та привівши їх до середнього.

На відміну від технологій вдавнення та створення буронабивних паль, буроін'єкційна технологія є такою, що найменше вторгається систему «фундамент–основа» при проведенні операцій по створенню елементів підсилення. Проведене до початку реконструювання та при надбудові відновлення основи з допомогою буроін'єкційної технології дозволяє значно підняти несучу здатність ґрунту, підготувавши його до додаткового збільшення навантаження.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1.3 Аналіз чисельних методів розрахунку системи «фундамент–основа»

З розвитком чисельних методів в розрахунках НДС основ та фундаментів відбулися концептуальні зміни. Використовування найпоширеніших чисельних методів – методу скінченних різниць (МКР), методу граничних елементів (МГЕ) і методу скінченних елементів (МСЕ) – дозволило одержувати достатньо близькі до аналітичних чисельні рішення осідань основ під навантаженням, рішення розподілу напружень під дією розподілених і зосереджених сил без висновку аналітичних залежностей. Їх застосування дозволило вирішувати складніші задачі, що відкрила нові можливості для визначення НДС системи «фундамент–основа».

МКР досить успішно використовувався для розрахунку ґрунтових основ, причому інтерпретація основи була як лінійною, так і нелінійною. Спроби рішення з його допомогою змішаної задачі теорії пружності і пластичності дали цікаві результати, але недостатня розробленість методу і практична неможливість його застосування для задач з просторовою постановкою дещо знизила інтерес до МКР як методу розрахунку, який повинен враховувати специфічні особливості ґрунтових основ (відсутність достатньої кількості інформації про знаходження НДС основ, недостатня розробка моделей, що застосовуються в методі, підвищення точності рішення, пов'язане тільки із збільшенням дискретних елементів області), і привели до того, що його використання в порівнянні з іншими чисельними методами дуже скоротилося.

Одним з перших чисельних методів, що надали можливість врахування умов взаємодії споруди з ґрунтовою основою, став МГЕ, причому основи методу дозволили відмовитися від дискретизації (розбиття розрахункової області на дискретні елементи), розглядаючи рішення для нескінченного масиву, а не його кінцевої частини, як при використуванні МКР і МСЕ. Оригінальність застосування МГЕ для вирішення задач, в яких розраховується нескінченний ґрунтовий масив, відмічена багатьма авторами, але деякі

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

особливості роблять його недостатньо зручним для розрахунків основ. Перш за все, постановка задач в МГЕ найчастіша плоска, хоча існують спроби рішення просторових задач.

Також варто відзначити складність реалізації рішення в МГЕ змішаної задачі теорії пружності і пластичності, що пов'язане з теоретичними основами самого методу. І, нарешті, визначення НДС для нескінченного масиву представляється декілька недоцільним, оскільки дослідження осідань основ привели досить багатьох дослідників до відмови від моделі нескінченного масиву і до заміни його шаром кінцевої товщини. Таким чином, можна укласти, що застосування МГЕ досить складне для розрахунку ґрунтових основ.

Остаточне формулювання математичних основ МСЕ на базі положень будівельної механіки в 40-х роках минулого сторіччя дозволило розвинути новий підхід до розрахунку складних інженерних споруд. З 1960-х років за допомогою МСЕ розв'язуються задачі, реалізація яких за допомогою аналітичних методів неможлива: це розрахунки просторових конструкцій, врахування чинників будівництва і експлуатації, дослідження об'єктів з складною структурою [4, 29]. Нова інтерпретація МСЕ на базі варіаційного методу остаточно довела його адекватність математичним основам, що дозволило йому розвинутися в складніші різновиди.

З розвитком розрахунків на ПЕОМ МСЕ поступово зайняв перше місце серед чисельних методів розрахунку НДС системи «фундамент–основа». Простота методу, заснована на діях з матрицями, поетапна модернізація його теоретичних основ (обґрунтування методу з позицій методології варіаційного числення), зручність і майже універсальність є головними перевагами застосування МСЕ для розрахунку різних типів споруд.

Рівень розвитку МСЕ на сьогоднішній день дає можливість розрахунку складних споруд з різноманітними поєднаннями навантажень різних видів дії, зокрема динамічних; середовищ з складною неоднорідною структурою; конструкцій з будь-яким ступенем структурної складності їх елементів тощо [29, 31, 33].

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

З використанням МСЕ нові можливості рішення дістала змішана задача теорії пружності і пластичності ґрунтів основи [4, 9]. Оскільки вона ґрунтується на розділенні зон дограничної і граничної рівноваги, за допомогою МСЕ наявності розроблених процедур пошуку граничних значень напружень з'явилася можливість зручного пошуку конфігурацій цих зон, що дозволило якнайповніше відображати нелінійні властивості нескельних ґрунтів основ при взаємодії з фундаментами різних споруд. Причому такий пошук в комплексі із застосуванням спектру навантажень, надає можливість для усестороннього дослідження основ у взаємодії з фундаментами, наближеної до реальних умов.

Вирішуючи проблему врахування форми досліджуваної основи, а також форми фундаменту, розрахунок за допомогою МСЕ може надати якнайповнішу інформацію про НДС просідаючих або шаруватих основ з складним заляганням шарів, при цьому їх нелінійні властивості, характер взаємодії один з одним можуть бути відображені в достатній мірі. В той же час, об'єм одержаних раніше рішень недостатній і їх обґрунтованість з позицій механіки ґрунтів ще викликає питання. Причому тенденція використання в розрахунках теорії пружності і моделі лінійно деформованого середовища (пружного напівпростору) ще себе не вичерпала, про що говорить ґрунтовний аналіз меж її застосування деякими дослідниками [20, 23].

Основною проблемою в розрахунках НДС основ за допомогою МСЕ є використання моделей, властивих аналітичним методам розрахунку (пружний напівпростір, основа Вінклера, двохпараметрична основа Пастернака, нелінійно деформований простір, модель у вигляді шару кінцевої товщини), без їх щонайменшої модернізації, поліпшення і уточнення. Поза сумнівом, такі розрахунки дають результати з досить високим ступенем точності, але розвиток МСЕ вимагає застосування адекватніших моделей основи. Але також відомо, що вибір моделі основи тягне за собою інтерпретацію ґрунтового масиву в рамках цієї моделі і, отже, вносить в рішення помилки, які їй властиві.

Слід також відзначити, що при застосуванні МСЕ недостатньо обґрунтована і важливість просторової постановки задачі пошуку НДС. Але

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

відомо, що найбільш небезпечні ситуації при експлуатації промислових, цивільних і транспортних споруд виникають через нерівномірні осідання основи під дією нерівномірного навантаження. Ця проблема істотно ускладнюється у разі шаруватого або просідаючого по висоті масиву основи.

Важлива перевага МСЕ – зняття заборони на форму досліджуваної області системи «фундамент–основа» [31], що дозволяє розраховувати фундаменти складної форми як в плані, так і в профілі. Повна відсутність аналітичних рішень для фундаментів складної форми говорить про актуальність таких рішень за допомогою МСЕ.

Після аналізу чисельних моделей системи «фундамент–основа» для задач наданої магістерської роботи пропонується їх комплексне аналітико-чисельне застосування. Причому, перша частина комплексного аналізу, тобто аналітична за нормативними документами, буде виступати в ролі перевірки. А друга частина, чисельний аналіз, буде базуватися на навантаженнях, отриманих в аналітичних розрахунках, та перевірятися в рамках деформованого стану.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 2

Аналітичний розрахунок напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа»

2.1 Вихідні положення аналітичного розрахунку фундаментів

Згідно даних інженерно-геологічних вишукувань та конструктивного рішення, зібрані навантаження, проведено визначення параметрів стрічкових фундаментів по осям «Г», «Б», «1» і «5» житлового чотирьохповерхового будинку (рис. 2.1) та досліджено напружено-деформований стан на основі аналітичного підходу.

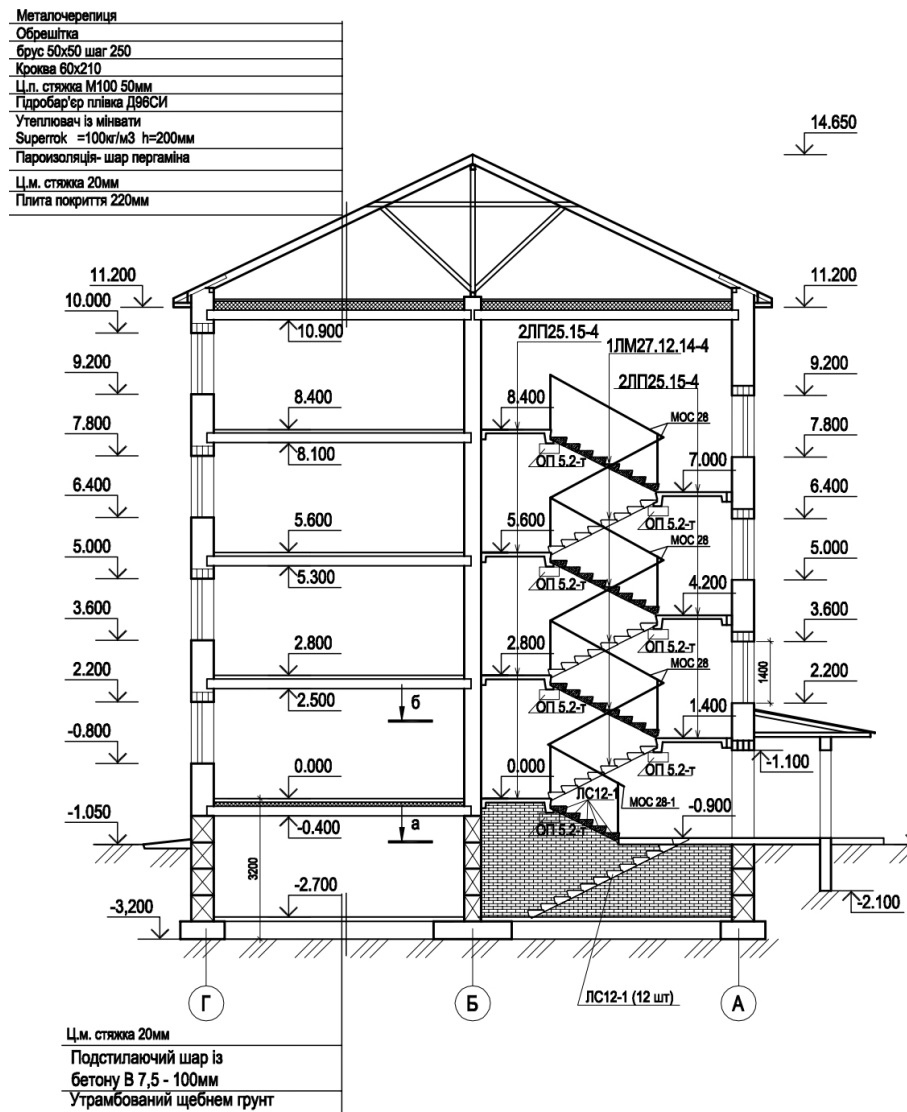


Рисунок 2.1 – Загальний вид житлового чотирьохповерхового будинку

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Збір навантажень виконано відповідно до положень ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [11]. Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення. Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів приймаються згідно п. 7.3 ДБН В.2.1-10-2009 та даних інженерно-геологічних вишукувань.

Розрахункові значення навантажень визначались множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду навантаження. Були визначені розрахункові значення навантажень для перевірок за граничним станом I групи – за несучою здатністю і експлуатаційні розрахункові значення навантажень для перевірки за граничним станом II групи – перевірка за деформацією. Було визначено постійні та змінні (тимчасові) навантаження.

Характеристичні значення ваги конструкцій визначені за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів та ґрунтів. Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів прийнято таким, що дорівнює характеристичному.

Граничне розрахункове значення ваги конструкції та ґрунтів визначено множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} :

- для бетонних елементів конструкції з середньою щільністю понад 1600 кг/м³, залізобетонних та дерев'яних конструкцій – $\gamma_{fm} = 1,10$;
- для бетонних елементів конструкції з $\rho \leq 1600$ кг/м³, ізоляційних конструкцій, виконаних на будівельному майданчику – $\gamma_{fm} = 1,30$;
- ґрунти в природному заляганні – $\gamma_{fm} = 1,10$;
- ґрунти насипні – $\gamma_{fm} = 1,15$.

При визначенні навантажень, які діють на основу фундаментів, крім навантаження на обрізі фундаменту враховане навантаження від матеріалів, які передаються на ґрунт, – 10 кПа (ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування» [12]).

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000				

Характеристичні значення рівномірно-розподілених тимчасових навантажень (табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006):

– на плити перекриттів квартир житлових будинків складає – 1,5 кПа (150 кгс/м²);

– на горіщні приміщення – 0,7 кПа (70 кгс/м²).

Коефіцієнт надійності за навантаженням для рівномірно-розподілених навантажень прийнято $\gamma_{fm} = 1,3$ – при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²), $\gamma_{fm} = 1,2$ – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/м²) і більше (п. 6.7 ДБН В.1.2-2:2006).

Для всіх тимчасових навантажень на перекриття багатоповерхової будівлі характеристичні значення навантажень слід знижувати з урахуванням коефіцієнта сполучень ψ_n , який обчислюється за формулами:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}$$

де n – загальне число перекриттів,

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A / A_1}} \quad (\text{при } A > A_1 = 9 \text{ м}^2).$$

1. Для осі «Г»

$$A^{\Gamma} = \frac{L_{\text{вант}}^{\Gamma}}{2} \cdot 1 \text{ м}^2 = \frac{5,71}{2} \cdot 1 = 2,86 \text{ м}^2 \quad - \quad \text{вантажна площа тимчасового}$$

навантаження для осі «Г» на 1 п. м. фундаменту (рис. 2.2).

$$A_1 = 9,00 \text{ м}^2$$

$$\psi_{A1}^{\Gamma} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A^{\Gamma} / A_1}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{2,86 / 9,00}} = 1,46;$$

$$\psi_{n1}^{\Gamma} = 0,4 + \frac{\psi_{A1}^{\Gamma} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1,46 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,873$$

2. Для осі «Б»

$$A^B = \frac{L_{\text{вант}1}^B + L_{\text{вант}2}^B}{2} \cdot 1 \text{ м}^2 = \frac{5,71 + 5,71}{2} \cdot 1 = 5,71 \text{ м}^2 \quad - \quad \text{вантажна площа}$$

тимчасового навантаження для осі «Б» на 1 п. м. фундаменту.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

011.196101.МР.2020.000

громадських будівель – додаток В. ДБН В.1.2-2:2006);

$S_0 = 1340 \text{ кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження для м. Дніпро (додаток Е ДБН В.1.2-2:2006);

C – коефіцієнт, визначено за формулою:

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

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю; $\mu = 1,0$ при куті нахилу покрівлі до 25° – фактично 15° (додаток Ж ДБН В.1.2-2:2006);

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, $C_e = 1,0$ (пункт 8.9 ДБН В.1.2-2:2006);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти; $C_{alt} = 1,0$ (пункт 8.10 ДБН В.1.2-2:2006);

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0;$$

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1340 \cdot 1 = 1527,60 \text{ Па} = 1,53 \text{ кПа}.$$

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження визначене за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$; при $\eta = 0,02 \rightarrow \gamma_{fe} = 0,49$ (табл. 8.3 ДБН В.1.2-2:2006) $S_0 = 1340 \text{ кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження для м. Дніпро (додаток Е ДБН В.1.2-2:2006); $C = 1,0$

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C = 0,49 \cdot 1340 \cdot 1,0 = 656,6 \text{ Па} = 0,66 \text{ кПа}.$$

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Навантаження для розрахунків стрічкових фундаментів проводиться на 1 п. м. довжини стіни, проміжні розрахунки навантажень не наводяться.

Визначення навантажень (вісь «Г»)

Збір навантажень за II групою граничних станів:

$$\begin{aligned}
 N_{0II}^{\dot{A}} &= [P_{i.1\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{a}} + P_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{a}} \cdot n_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}} + P_{i.5\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{a}} + \Psi_{i1}^{\dot{a}} (n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} P_{D-D}^{\dot{a}} + P_{D-D,\dot{a}}^{\dot{a}})] L_{\delta i \zeta \delta} + \\
 &+ S^{\dot{a}} L_S + q_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{a}} \cdot n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} + q_{\dot{a}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{a}} + q_{\dot{n}\dot{o}\dot{i}}^{\dot{a}} + q_{\dot{o}\dot{a}}^{\dot{a}} + q_{\dot{a}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{a}} = \\
 &= [5,40 + 3,68 \cdot 3 + 4,54 + 0,873 \cdot (4 \cdot 1,50 + 0,70)] \cdot 5,71/2 + \\
 &+ 0,70 \cdot 3,4 + 6,18 \cdot 4 + 2,89 + 84,98 + 21,24 + 18,75 = \\
 &= [5,40 + 11,04 + 4,54 + 5,85] \cdot 2,855 + 2,38 + 24,72 + 2,89 + 91,48 + 21,24 + 7,50 = \\
 &= 76,6 + 2,38 + 24,72 + 2,89 + 84,98 + 21,24 + 18,75 = 231,56 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Збір навантажень за I групою граничних станів:

$$\begin{aligned}
 N_{0I}^{\dot{A}\delta D} &= [P_{i.1\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{A}\delta D} + P_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{A}\delta D} \cdot n_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}} + P_{i.5\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{A}\delta D} + \Psi_{i1}^{\dot{A}\delta D} (n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} P_{D-D}^{\dot{A}\delta D} + P_{D-D,\dot{a}}^{\dot{A}\delta D})] L_{\delta i \zeta \delta} + \\
 &+ S^{\dot{A}\delta D} L_S + q_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{A}\delta D} \cdot n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} + q_{\dot{a}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{A}\delta D} + q_{\dot{n}\dot{o}\dot{i}}^{\dot{A}\delta D} + q_{\dot{o}\dot{a}}^{\dot{A}\delta D} + q_{\dot{a}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{A}\delta D} = \\
 &= [6,15 + 4,05 \cdot 3 + 5,02 + 0,873 \cdot (4 \cdot 1,95 + 0,91)] \cdot 5,71/2 + \\
 &+ 1,54 \cdot 3,4 + 6,8 \cdot 4 + 3,2 + 93,48 + 23,6 + 20,63 = \\
 &= [6,15 + 12,15 + 5,02 + 7,6] \cdot 2,855 + 5,236 + 27,2 + 3,2 + 100,63 + 23,6 + 8,25 = \\
 &= 88,28 + 5,236 + 27,2 + 3,2 + 93,48 + 23,6 + 20,63 = 261,63 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Визначення навантажень (вісь «Б»)

Збір навантажень за II групою граничних станів:

$$\begin{aligned}
 N_{0II}^{\dot{A}} &= [P_{i.1\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{a}} + P_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{a}} \cdot n_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}} + P_{i.5\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{a}} + \Psi_{i1}^{\dot{a}} (n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} P_{D-D}^{\dot{a}} + P_{D-D,\dot{a}}^{\dot{a}})] L_{\delta i \zeta \delta} + \\
 &+ S^{\dot{a}} L_S + q_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{a}} \cdot n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} + q_{\dot{a}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{a}} + q_{\dot{n}\dot{o}\dot{i}}^{\dot{a}} + q_{\dot{o}\dot{a}}^{\dot{a}} + q_{\dot{a}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{a}} = \\
 &= [5,40 + 3,68 \cdot 3 + 4,54 + 0,735 \cdot (4 \cdot 1,50 + 0,70)] \cdot 5,71 + \\
 &+ 0,70 \cdot 6,0 + 6,18 \cdot 4 + 8,44 + 83,56 + 16,99 + 15,0 = \\
 &= [5,40 + 11,04 + 4,54 + 4,925] \cdot 5,71 + 4,2 + 24,72 + 8,44 + 90,06 + 16,99 + 6,0 = \\
 &= 147,92 + 4,2 + 24,72 + 8,44 + 83,56 + 16,99 + 15,0 = 300,83 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Збір навантажень за I групою граничних станів:

$$\begin{aligned}
 N_{0I}^{\dot{A}\delta D} &= [P_{i.1\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{A}\delta D} + P_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{A}\delta D} \cdot n_{i\dot{i}\dot{i}\dot{r}} + P_{i.5\dot{i}\dot{i}\dot{a}}^{\dot{A}\delta D} + \Psi_{i1}^{\dot{A}\delta D} (n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} P_{D-D}^{\dot{A}\delta D} + P_{D-D,\dot{a}}^{\dot{A}\delta D})] L_{\delta i \zeta \delta} + \\
 &+ S^{\dot{A}\delta D} L_S + q_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{A}\delta D} \cdot n_{i\dot{i}\dot{a}\dot{o}} + q_{\dot{a}\dot{a}\dot{o}}^{\dot{A}\delta D} + q_{\dot{n}\dot{o}\dot{i}}^{\dot{A}\delta D} + q_{\dot{o}\dot{a}}^{\dot{A}\delta D} + q_{\dot{a}\dot{i}\dot{r}}^{\dot{A}\delta D} = \\
 &= [6,15 + 4,05 \cdot 3 + 5,02 + 0,735 \cdot (4 \cdot 1,95 + 0,91)] \cdot 5,71 +
 \end{aligned}$$

											Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000						

$$\begin{aligned}
 &+1,54 \cdot 6,0 + 6,80 \cdot 4 + 9,33 + 91,92 + 18,691 + 16,5 = \\
 &= [6,15 + 12,15 + 5,02 + 6,4] \cdot 5,71 + 9,24 + 27,2 + 9,33 + 100,63 + 18,691 + 6,6 = \\
 &= 169,7 + 9,24 + 27,2 + 9,33 + 91,92 + 18,691 + 16,5 = 342,58 \text{ кН/м.}
 \end{aligned}$$

Визначення навантажень (вісь «1»)

Збір навантажень за II групою граничних станів:

$$N_{0II}^1 = q_{\tilde{n}\tilde{\delta}^3i}^{\tilde{a}} + q_{\tilde{\delta}^3a}^{\tilde{a}} + q_{\tilde{a}i}^{\tilde{a}} = 83,40 + 21,24 + 18,75 = 123,39 \text{ кН/м.}$$

Збір навантажень за I групою граничних станів:

$$N_{0I}^1 = q_{\tilde{n}\tilde{\delta}^3i}^{\tilde{A}\tilde{\delta}D} + q_{\tilde{\delta}^3a}^{\tilde{A}\tilde{\delta}D} + q_{\tilde{a}i}^{\tilde{A}\tilde{\delta}D} = 91,74 + 23,36 + 20,63 = 135,73 \text{ кН/м.}$$

Збір навантажень за II групою граничних станів:

$$N_{0II}^5 = q_{\tilde{n}\tilde{\delta}^3i}^{\tilde{a}} + q_{\tilde{\delta}^3a}^{\tilde{a}} + q_{\tilde{a}i}^{\tilde{a}} = 83,56 + 16,99 + 15,0 = 115,55 \text{ кН/м.}$$

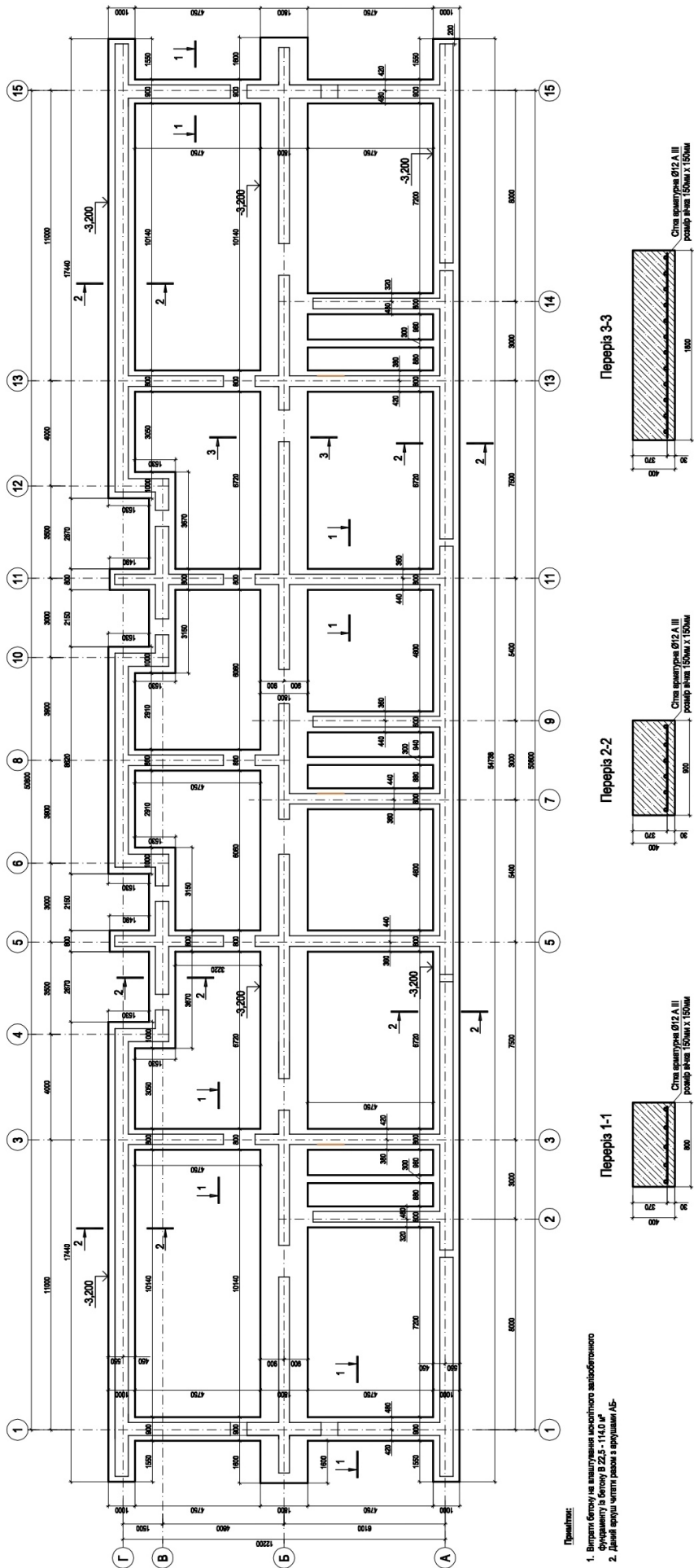
Визначення навантажень (вісь «5»)

Збір навантажень за I групою граничних станів:

$$N_{0I}^5 = q_{\tilde{n}\tilde{\delta}^3i}^{\tilde{A}\tilde{\delta}D} + q_{\tilde{\delta}^3a}^{\tilde{A}\tilde{\delta}D} + q_{\tilde{a}i}^{\tilde{A}\tilde{\delta}D} = 91,92 + 18,69 + 16,50 = 127,11 \text{ кН/м.}$$

Навантаження і впливи на основи, що передаються фундаментами будівель та споруд (рис. 2.3) визначаються згідно положень ДБН В.2.1-10-2009 [12], а саме пп. 7.2.2 «Навантаження на основу допускається визначати без урахування їх перерозподілу надфундаментною конструкцією для об'єктів класу СС2 – при попередніх розрахунках, відповідному обґрунтуванні проєктною організацією, визначенні середніх величин деформації основи або загальної стійкості ґрунтів основи разом з будівлею», 7.2.3 «Розрахунок фундаментів за деформаціями основ повинен виконуватись на основне сполучення, за несучою здатністю – на основне сполучення, а за наявності особливих навантажень і впливів – на основне і особливе сполучення. При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, що згідно з нормами на навантаження і впливи можуть відноситись як до змінних тривалих, так і до короткочасних, при розрахунку основ за несучою здатністю враховують їх як короткочасні, а при розрахунку за деформаціями як довготривалі.

									011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						



Примітки:
 1. Використати бетон на влаштування монолітного залізобетонного фундаменту в бітову В 22,5 - 14,0 м³.
 2. Даний аркуш читати разом з аркушом АБ-

Рисунок 2.3 – Схема фундаментів

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000	Арк.
------	------	----------	--------	------	------------------------	------

Крім навантажень на обрізі фундаменту [14], навантаження на підлоги і проїзну частину поблизу фундаментів приймається $q=10$ кПа для цивільних будинків згідно з п. 8.1.3 ДБН В.2.1-10-2009 [12]: «При визначенні навантажень, які діють на основу фундаментів, крім навантажень на обрізі фундаменту, що визначають згідно з підрозділом 7.2, слід додатково враховувати:

- власну вагу ґрунту на уступах;
- власну вагу фундаменту;
- навантаження на підлоги і проїзну частину поблизу фундаментів, які приймають за проєктними даними, а за їх відсутності – 20 кПа для промислових будівель і 10 кПа для цивільних будинків».

2.2 Розрахунок фундаменту фасадної стіни (вісь «Г»)

Аналітичний розрахунок фундаментів мілкового закладення стрічкового типу [44] виконується згідно положень ДБН В.2.1-10-2009.

Аналітичний розрахунок фундаментів мілкового закладення стрічкового типу для будівель класу СС2 (за ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [13]) виконується для фрагмента стрічкового фундаменту завдовжки $l=1$ п. м. згідно з п. 8.1.7 ДБН В.2.1-10-2009 [12]: «В обґрунтованих випадках та для будівель класу СС2 просторову розрахункову схему допускається розділяти на плоскі розрахункові схеми в поперечному і поздовжньому напрямках стрічкового фундаменту. При цьому для поперечного перерізу розрахунки виконують для фрагмента стрічкового фундаменту завдовжки 1 п. м.».

Визначення розрахункового опору основи виконується згідно п. 7.7.1 ДБН В.2.1-10-2009 [12]: «При розрахунку фундаментів за деформаціями основ у випадках 7.6.7 визначення розрахункового опору R виконують згідно з додатком Е в залежності від фізико-механічних показників властивостей ґрунтів основи, розмірів підшви фундаменту, глибини його закладання».

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Згідно п. 7.6.7 ДБН В.2.1-10-2009: «Розрахунок фундаментів за деформаціями основи слід виконувати на основі лінійних чи нелінійних розрахункових моделей згідно з 7.1.10, 7.1.11.

Лінійні моделі застосовуються при дотриманні критерію

$$\sigma \leq \sigma_R - \text{у загальному випадку або } p \leq R, \quad (2.1)$$

p або σ – середній тиск або напруження безпосередньо під подошвою фундаменту;

σ_R або R – розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою фундаменту згідно з 7.7.1.

Додаток Е, п. Е.4: «При розрахунку фундаментів за деформаціями основ згідно з 7.7.1 середній тиск під подошвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.2)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,25$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$; $\gamma_{c2}=1,0$ для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H=54,34/12,81=4,24$; довжина споруди $L=54,34$ м, висота споруди $H=12,81$ м);

k – коефіцієнт, що приймають $k=1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k=1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2 (приймаємо $k=1$);

M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8 (при куті

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 20^\circ$ значення коефіцієнтів наступні: $M_\gamma = 0,51$, $M_q = 3,06$, $M_c = 5,66$);

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м – $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м) (оскільки $b = 1,0$ м < 10 м, приймаємо $k_z = 1$);

b – ширина подошви фундаменту, м ($b = 1,3$ м);

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 ($\gamma_{II} = 16,8 \text{ кН/м}^3$);

γ'_{II} – те саме, що залягають вище подошви ($\gamma'_{II} = 17,0 \text{ кН/м}^3$ як питома вага зворотної засипки);

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа ($c_{II} = 20 \text{ кПа}$);

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (2.3)$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту з боку підвалу, м ($h_s = 0,38$ м);

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м ($h_{cf} = 0,12$ м);

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м^3 ($\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$);

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м ($d_b = 1,35$ м).

Відповідно, $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 0,38 + 0,12 \cdot 22 / 17 = 0,54$ м.

Відповідно $R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$=1,25 \cdot 1,0/1 \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 0,54 \cdot 17 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,66 \cdot 20] = 1,25 \cdot [11,138 + 28,09 + 47,28 + 113,2] = 249,64 \text{ кПа.}$$

Середній тиск p безпосередньо під подошвою фундаменту визначається як

$$p = \frac{N_{II}}{A},$$

$$\text{де } N_{II} = N_{0II} + N_{fII} + N_{gII} + q = 231,56 + 13 + 9,86 + 10 = 264,42 \text{ кН/м};$$

A – площа подошви фундаменту ($A = bl = 1,3 \cdot 1 = 1,3 \text{ м}^2$);

$N_{0II} = 231,56 \text{ кН/м}$ (без врахування віконних отворів);

$N_{fII} = 13 \text{ кН/м}$;

$N_{gII} = 9,86 \text{ кН/м}$;

$q = 10 \text{ кПа}$ (згідно з п. 8.1.3 ДБН В.2.1-10-2009).

$$\text{Відповідно } p = \frac{N_{II}}{A} = 264,42 / 1,3 = 203,4 \text{ кПа.}$$

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (203,4 - 249,64) / 249,64 = -18,52 \text{ \%}.$$

Висновок: фундамент по вісі Г недовантажений на 18,52 %, несуча здатність забезпечена, приймаємо ширину фундаменту $b = 1,3 \text{ м}$.

Згідно інженерно-геологічних умов, основа фундаменту, що розраховується, складена просадочними ґрунтами, які в умовах замочування різко збільшують просідання фундаменту, зменшуючи несучу здатність основи. Таким чином, фундамент по вісі Г з прийнятою шириною фундаменту $b = 1,3 \text{ м}$ слід розрахувати за несучою здатністю ґрунтів у зволоженому стані (за даними даних інженерно-геологічних вишукувань приймається $\varphi_{II} = 18^\circ$, $c_{II} = 15 \text{ кПа}$). В

									011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

розрахунку R змінюються коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II}=18^\circ$ значення коефіцієнтів наступні: $M_\gamma=0,43$, $M_q=2,73$, $M_c=5,31$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,1$, $\gamma_{c2}=1,0$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L>0,5$). Усереднене розрахункове значення питомої ваги замочених ґрунтів γ_{II} , що залягають нижче подошви фундаменту, приймається рівним $\gamma_{II}=19,3$ кН/м³.

$$\begin{aligned} \text{Відповідно } R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= 1,1 \cdot 1/1 \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 19,3 + 2,73 \cdot 0,54 \cdot 17 + (2,73 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,31 \cdot 15] = \\ &= 1,1 \cdot [10,788 + 25,06 + 39,70 + 79,65] = 170,72 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Середній тиск безпосередньо під подошвою фундаменту $p=203,4$ кПа такий же, як в попередньому розрахунку.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (203,4 - 170,72) / 170,72 = 19,14 \%$$

Висновок: фундамент по вісі Г перевантажений на 19,14 %.

Оскільки фундамент по вісі Г має значне перевантаження, тобто не має відповідної несучої здатності, слід змінити властивості ґрунту основи згідно з п. 15.3 ДБН В.2.1-10-2009: «Поверхнєве (пошарове) механічне ущільнення виконують трамбуванням, укочуванням, віброукочуванням або поєднанням указаних способів, у т.ч. із застосуванням замочування попереднього або двостадійного для просідаючих ґрунтів».

Розрахунок фундаменту за деформаціями основ (ущільнений ґрунт).
Розрахунковий опір ґрунту основи

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000					

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,1 \cdot [0,76 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 19,8 + 4,01 \cdot 0,54 \cdot 17 + (4,01 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 6,58 \cdot 34,6] =$$

$$= 1,136 \cdot [19,56 + 36,81 + 69,08 + 227,67] = 401,44 \text{ кПа.}$$

Нормативні значення питомого зчеплення c_{II} , кПа, кута внутрішнього тертя φ_{II} , град., глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладів обрані за таблицею В.2 ДБН В.2.1-10-2009 (за інтерполяцією) для суглинків з рекомендованими після ущільнення характеристиками: щільність $\rho = 1,98 \text{ г/см}^3$, щільність скелету $\rho_d = 1,7 \text{ г/см}^3$ (при оптимальній вологості $W = 0,15$), коефіцієнт пористості $e = 0,59$, $0 \leq I_L \leq 0,25$ – $c_{II} = 34,6 \text{ кПа}$, $\varphi_{II} = 24,6^\circ$.

В розрахунку R змінюються $\gamma_{II} = 19,8 \text{ кН/м}^3$; $\gamma'_{II} = 17,0 \text{ кН/м}^3$; k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2 (приймаємо $k = 1,1$).

В розрахунку R також змінюються коефіцієнти M_{γ} , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 24,6^\circ$ значення коефіцієнтів наступні (за інтерполяцією): $M_{\gamma} = 0,76$, $M_q = 4,01$, $M_c = 6,58$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1} = 1,25$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$ для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H = 54,34/12,81 = 4,24$; довжина споруди $L = 54,34 \text{ м}$, висота споруди $H = 12,81 \text{ м}$). Ширину фундаменту приймаємо $b = 1,3 \text{ м}$.

Середній тиск безпосередньо під подошвою фундаменту $p = 203,4 \text{ кПа}$ такий же, як в попередньому розрахунку.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

										011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (203,4 - 401,44) / 401,44 = -49,33 \%$$

Висновок: фундамент по вісі Г недовантажений на 49,33 %. Приймаємо ширину фундаменту $b=1,3$ м.

2.3 Розрахунок фундаменту внутрішньої стіни (вісь «Б»)

Фундамент внутрішньої стіни (вісь «Б») має ширину $b=1,6$ м. Середній тиск під подошвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають як

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1 \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 0,54 \cdot 17 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,66 \cdot 20] =$$

$$= 1,25 \cdot [13,709 + 28,09 + 47,277 + 113,2] = 252,85 \text{ кПа.}$$

Середній тиск p безпосередньо під подошвою фундаменту визначається як

$$p = \frac{N_{II}}{A},$$

де $N_{II} = N_{0II} + N_{fII} + N_{gII} = 300,83 + 16 = 316,83$ кН/м;

A – площа подошви фундаменту ($A = bl = 1,6 \cdot 1 = 1,6$ м²);

$N_{0II} = 300,83$ кН/м (без врахування віконних отворів);

$N_{fII} = 16$ кН/м;

$N_{gII} = 0$ кН/м.

Відповідно $p = \frac{N_{II}}{A} = 316,83 / 1,6 = 198,02$ кПа.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

						011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (198,02 - 252,85) / 252,85 = -21,68 \%$$

Висновок: фундамент по вісі Б недовантажений на 21,68 %. Приймаємо $b=1,6$ м.

Згідно інженерно-геологічних умов, основа фундаменту, що розраховується, складена просадочними ґрунтами, які в умовах замочування різко збільшують просідання фундаменту, зменшуючи несучу здатність основи. Таким чином, фундамент по вісі Б з прийнятою шириною фундаменту $b=1,6$ м слід розрахувати за несучою здатністю ґрунтів у зволоженому стані (за даними даних інженерно-геологічних вишукувань приймається $\varphi_{II}=18^\circ$, $c_{II}=15$ кПа). В розрахунку R змінюються коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II}=18^\circ$ значення коефіцієнтів наступні: $M_\gamma=0,43$, $M_q=2,73$, $M_c=5,31$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,1$, $\gamma_{c2}=1,0$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L > 0,5$). Усереднене розрахункове значення питомої ваги замочених ґрунтів γ_{II} , що залягають нижче подошви фундаменту, приймається рівним $\gamma_{II}=19,3$ кН/м³.

$$\begin{aligned} \text{Відповідно } R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= 1,1 \cdot 1 / 1 \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 19,3 + 2,73 \cdot 0,54 \cdot 17 + (2,73 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,31 \cdot 15] = \\ &= 1,1 \cdot [13,28 + 25,1 + 39,70 + 79,65] = 157,73 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Середній тиск безпосередньо під подошвою фундаменту $p=198,02$ кПа такий же, як в попередньому розрахунку.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (198,02 - 157,73) / 157,73 = 25,54 \%$$

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000					

Висновок: фундамент по вісі Б перевантажений на 25,54 %.

Оскільки фундамент по вісі Б має значне перевантаження, тобто не має відповідної несучої здатності, слід змінити властивості ґрунту основи згідно з п. 15.3 ДБН В.2.1-10-2009: «Поверхнєве (пошарове) механічне ущільнення виконують трамбуванням, укочуванням, віброукочуванням або поєднанням указаних способів, у т.ч. із застосуванням замочування попереднього або двостадійного для просідаючих ґрунтів».

Розрахунок фундаменту за деформаціями основ (ущільнений ґрунт).
Розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$
$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,1 \cdot [0,76 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 19,8 + 4,01 \cdot 0,54 \cdot 17 + (4,01 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 6,58 \cdot 34,6] =$$
$$= 1,136 \cdot [24,08 + 36,81 + 69,08 + 227,67] = 406,28 \text{ кПа.}$$

Нормативні значення питомого зчеплення c_{II} , кПа, кута внутрішнього тертя φ_{II} , град., глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладів обрані за таблицею В.2 ДБН В.2.1-10-2009 (за інтерполяцією) для суглинків з рекомендованими після ущільнення характеристиками: щільність $\rho = 1,98 \text{ г/см}^3$, щільність скелету $\rho_d = 1,7 \text{ г/см}^3$ (при оптимальній вологості $W = 0,15$), коефіцієнт пористості $e = 0,59$, $0 \leq I_L \leq 0,25$ – $c_{II} = 34,6 \text{ кПа}$, $\varphi_{II} = 24,6^\circ$.

В розрахунку R змінюються $\gamma_{II} = 17,0 \text{ кН/м}^3$; $\gamma'_{II} = 19,8 \text{ кН/м}^3$; k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2 (приймаємо $k = 1,1$).

В розрахунку R також змінюються коефіцієнти M_{γ} , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 24,6^\circ$ значення коефіцієнтів наступні (за інтерполяцією): $M_{\gamma} = 0,76$, $M_q = 4,01$, $M_c = 6,58$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1} = 1,25$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000				

текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$; $\gamma_{c2}=1,0$ для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H=54,34/12,81=4,24$; довжина споруди $L=54,34$ м, висота споруди $H=12,81$ м). Ширину фундаменту приймаємо $b=1,6$ м.

Середній тиск безпосередньо під подошвою фундаменту $p=198,02$ кПа такий же, як в попередньому розрахунку.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (198,02 - 406,28) / 406,28 = -51,26 \%$$

Висновок: фундамент по вісі Б недовантажений на 51,26 %. Приймаємо ширину фундаменту $b=1,6$ м.

2.4 Розрахунок фундаменту самонесучої стіни (вісь «1»)

Фундамент самонесучої стіни (вісь «1») має ширину $b=0,7$ м. Середній тиск під подошвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають як

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1 \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 0,54 \cdot 17 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,66 \cdot 20] =$$

$$= 1,25 \cdot [5,998 + 28,09 + 47,277 + 113,2] = 243,21 \text{ кПа.}$$

Середній тиск p безпосередньо під подошвою фундаменту визначається як

$$p = \frac{N_{II}}{A},$$

$$\text{де } N_{II} = N_{0II} + N_{fII} + N_{gII} = 123,39 + 7 + 2,73 + 10 = 143,12 \text{ кН/м;}$$

									011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

A – площа підшви фундаменту ($A = bl = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \text{ м}^2$);

$N_{0II} = 123,39 \text{ кН/м}$ (без врахування віконних отворів);

$N_{fII} = 7 \text{ кН/м}$;

$N_{gII} = 2,73 \text{ кН/м}$;

$q = 10 \text{ кПа}$ (згідно з п. 8.1.3 ДБН В.2.1-10-2009).

Відповідно $p = \frac{N_{II}}{A} = 143,12 / 0,7 = 204,46 \text{ кПа}$.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (204,46 - 243,21) / 243,21 = -15,93 \%$$

Висновок: фундамент по вісі 1 недовантажений на 15,93 %, що неприпустимо, тому зменшується його ширина. Приймаємо $b = 0,7 \text{ м}$.

Згідно інженерно-геологічних умов, основа фундаменту, що розраховується, складена просадочними ґрунтами, які в умовах замочування різко збільшують просідання фундаменту, зменшуючи несучу здатність основи. Таким чином, фундамент по вісі 1 з прийнятою шириною фундаменту $b = 0,8 \text{ м}$ слід розрахувати за несучою здатністю ґрунтів у зволоженому стані (за даними даних інженерно-геологічних вишукувань приймається $\varphi_{II} = 18^\circ$, $c_{II} = 15 \text{ кПа}$). В розрахунку R змінюються коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 18^\circ$ значення коефіцієнтів наступні: $M_\gamma = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1} = 1,1$, $\gamma_{c2} = 1,0$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L > 0,5$). Усереднене розрахункове значення питомої ваги замочених ґрунтів γ_{II} , що залягають нижче підшви фундаменту, приймається рівним $\gamma_{II} = 19,3 \text{ кН/м}^3$.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000				

$$\begin{aligned} \text{Відповідно } R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b\gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= 1,1 \cdot 1/1 \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 19,3 + 2,73 \cdot 0,54 \cdot 17 + (2,73 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,31 \cdot 15] = \\ &= 1,1 \cdot [5,81 + 25,061 + 39,7 + 79,65] = 165,24 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Середній тиск p безпосередньо під подошвою фундаменту приймається як у попередньому розрахунку – $p = \frac{N_{II}}{A} = 143,12/0,7 = 204,46$ кПа.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (204,46 - 165,24) / 165,24 = 23,74 \text{ \%}.$$

Висновок: фундамент по вісі 1 перевантажений на 23,74 %.

Оскільки фундамент по вісі 1 не має відповідної несучої здатності, слід змінити властивості ґрунту основи згідно з п. 15.3 ДБН В.2.1-10-2009: «Поверхнєве (пошарове) механічне ущільнення виконують трамбуванням, укочуванням, віброукочуванням або поєднанням указаних способів, у т.ч. із застосуванням замочування попереднього або двостадійного для просідаючих ґрунтів».

Розрахунок фундаменту за деформаціями основ (ущільнений ґрунт).
Розрахунковий опір ґрунту основи

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b\gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= 1,25 \cdot 1,0/1,1 \cdot [0,76 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 19,8 + 4,01 \cdot 0,54 \cdot 17 + (4,01 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 6,58 \cdot 34,6] = \\ &= 1,136 \cdot [10,534 + 36,812 + 69,08 + 227,668] = 390,89 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Нормативні значення питомого зчеплення c_{II} , кПа, кута внутрішнього тертя φ_{II} , град., глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладів обрані за таблицею В.2 ДБН В.2.1-10-2009 (за інтерполяцією) для суглинків з рекомендованими після ущільнення характеристиками: щільність $\rho = 1,98$ г/см³,

										011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

щільність скелету $\rho_d=1,7 \text{ г/см}^3$ (при оптимальній вологості $W=0,15$), коефіцієнт пористості $e=0,59$, $0 \leq I_L \leq 0,25 - c_{II}=34,6 \text{ кПа}$, $\varphi_{II}=24,6^\circ$.

В розрахунку R змінюються $\gamma_{II}=17,0 \text{ кН/м}^3$; $\gamma'_{II}=19,8 \text{ кН/м}^3$; k – коефіцієнт, що приймають $k=1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k=1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2 (приймаємо $k=1,1$).

В розрахунку R також змінюються коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II}=24,6^\circ$ значення коефіцієнтів наступні (за інтерполяцією): $M_\gamma=0,76$, $M_q=4,01$, $M_c=6,58$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,25$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$; $\gamma_{c2}=1,0$ для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H=54,34/12,81=4,24$; довжина споруди $L=54,34 \text{ м}$, висота споруди $H=12,81 \text{ м}$). Ширину фундаменту приймаємо $b=0,7 \text{ м}$.

Середній тиск p безпосередньо під подошвою фундаменту приймається як у попередньому розрахунку – $p = \frac{N_{II}}{A} = 143,12/0,7 = 204,46 \text{ кПа}$.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (204,46 - 390,89) / 390,89 = 47,69 \%$$

Висновок: фундамент по вісі 1 недовантажений на 47,69 %. Приймаємо ширину фундаменту $b=0,7 \text{ м}$.

2.5 Розрахунок фундаменту стіни (вісь «5»)

Фундамент стіни (вісь «5») має ширину $b=0,6 \text{ м}$. Середній тиск під

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

підшоною фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають як

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$
$$= 1,25 \cdot 1,0/1 \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 0,54 \cdot 17 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,66 \cdot 20] =$$
$$= 1,25 \cdot [5,141 + 28,091 + 47,277 + 113,2] = 242,14 \text{ кПа.}$$

Середній тиск p безпосередньо під підшоною фундаменту визначається як

$$p = \frac{N_{II}}{A},$$

$$\text{де } N_{II} = N_{0II} + N_{fII} + N_{gII} = 115,55 + 6 = 121,55 \text{ кН/м;}$$

A – площа підшови фундаменту ($A = bl = 0,6 \cdot 1 = 0,6 \text{ м}^2$);

$N_{0II} = 115,55 \text{ кН/м}$ (без врахування віконних отворів);

$N_{fII} = 6 \text{ кН/м}$;

$N_{gII} = 0 \text{ кН/м}$.

$$\text{Відповідно } p = \frac{N_{II}}{A} = 121,55/0,6 = 202,58 \text{ кПа.}$$

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (202,58 - 242,14)/242,14 = -16,34 \text{ \%}.$$

Висновок: фундамент по вісі 5 недовантажений на 16,34 %, несуча здатність забезпечена, приймаємо ширину фундаменту $b = 0,6 \text{ м}$ (мінімальна).

Згідно інженерно-геологічних умов, основа фундаменту, що розраховується, складена просадочними ґрунтами, які в умовах замочування різко збільшують просідання фундаменту, зменшуючи несучу здатність основи.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	011.196101.МР.2020.000				

Таким чином, фундамент по вісі 5 з прийнятою шириною фундаменту $b=0,6$ м слід розрахувати за несучою здатністю ґрунтів у зволоженому стані (за даними даних інженерно-геологічних вишукувань приймається $\varphi_{II}=18^\circ$, $c_{II}=15$ кПа). В розрахунку R змінюються коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II}=18^\circ$ значення коефіцієнтів наступні: $M_\gamma=0,43$, $M_q=2,73$, $M_c=5,31$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,1$, $\gamma_{c2}=1,0$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L>0,5$). Усереднене розрахункове значення питомої ваги замочених ґрунтів γ_{II} , що залягають нижче підшови фундаменту, приймається рівним $\gamma_{II}=19,3$ кН/м³.

$$\begin{aligned} \text{Відповідно } R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= 1,1 \cdot 1/1 \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,3 + 2,73 \cdot 0,54 \cdot 17 + (2,73 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 5,31 \cdot 15] = \\ &= 1,1 \cdot [4,979 + 25,061 + 39,7 + 79,65] = 164,33 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Середній тиск p безпосередньо під підшовою фундаменту приймається із попереднього розрахунку – $p = \frac{N_{II}}{A} = 121,55/0,6 = 202,58$ кПа.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (202,58 - 164,33) / 164,33 = 23,28 \%$$

Висновок: фундамент по вісі 5 недовантажений на 23,28 %.

Розрахунок фундаменту за деформаціями основ (ущільнений ґрунт).
Розрахунковий опір ґрунту основи під фундаментом по вісі 5

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= 1,25 \cdot 1,0 / 1,1 \cdot [0,76 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,8 + 4,01 \cdot 0,54 \cdot 17 + (4,01 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17 + 6,58 \cdot 34,6] = \end{aligned}$$

						011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

$$=1,136 \cdot [9,029+36,812+69,08+227,668]=389,18 \text{ кПа.}$$

Нормативні значення питомого зчеплення c_{II} , кПа, кута внутрішнього тертя φ_{II} , град., глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладів обрані за таблицею В.2 ДБН В.2.1-10-2009 (за інтерполяцією) для суглинків з рекомендованими після ущільнення характеристиками: щільність $\rho=1,98 \text{ г/см}^3$, щільність скелету $\rho_d=1,7 \text{ г/см}^3$ (при оптимальній вологості $W=0,15$), коефіцієнт пористості $e=0,59$, $0 \leq I_L \leq 0,25$ – $c_{II}=34,6 \text{ кПа}$, $\varphi_{II}=24,6^\circ$.

В розрахунку R змінюються $\gamma_{II}=17,0 \text{ кН/м}^3$; $\gamma'_{II}=19,8 \text{ кН/м}^3$; k – коефіцієнт, що приймають $k=1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k=1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2 (приймаємо $k=1,1$).

В розрахунку R також змінюються коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що приймають за таблицею Е.8 (при куті внутрішнього тертя $\varphi_{II}=24,6^\circ$ значення коефіцієнтів наступні (за інтерполяцією): $M_\gamma=0,76$, $M_q=4,01$, $M_c=6,58$); γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,25$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$; $\gamma_{c2}=1,0$ для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H=54,34/12,81=4,24$; довжина споруди $L=54,34 \text{ м}$, висота споруди $H=12,81 \text{ м}$).

Середній тиск p безпосередньо під подошвою фундаменту приймається із попереднього розрахунку – $p = \frac{N_{II}}{A} = 121,55/0,6 = 202,58 \text{ кПа}$.

Відносна похибка між середнім тиском p і розрахунковим опором ґрунту основи R

$$\delta = \frac{p - R}{R} \cdot 100 = (202,58 - 389,18) / 389,18 = -47,95 \%$$

						011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Висновок: фундамент по вісі 5 недовантажений на 47,95 %. Приймаємо ширину фундаменту $b=0,6$ м.

2.6 Розрахунок осідання основи фундаменту

Згідно п. 7.6.4 ДБН В.2.1-10-2009 розрахунок за деформаціями основ виконують виходячи з умови (7.3):

$$s \leq s_u$$

де s – спільна деформація основи і споруди, яку визначають розрахунком згідно з додатком Д; s_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди.

Згідно Д.1 осідання фундаменту s з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (2.4)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8; $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр подошви фундаменту; h_i – товщина i -го шару ґрунту, приймають не більше 0,4 ширини фундаменту; n – кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається; $\sigma_{z\gamma,i}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр подошви, на глибині z від подошви фундаменту; $(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})$ визначається як $(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) = \alpha(p - \sigma_{zg0})$; E – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження; $E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

вторинного навантаження (модуль пружності).

При цьому розподілення вертикальних нормальних напружень по глибині основи приймають згідно зі схемою на рис. 2.4.

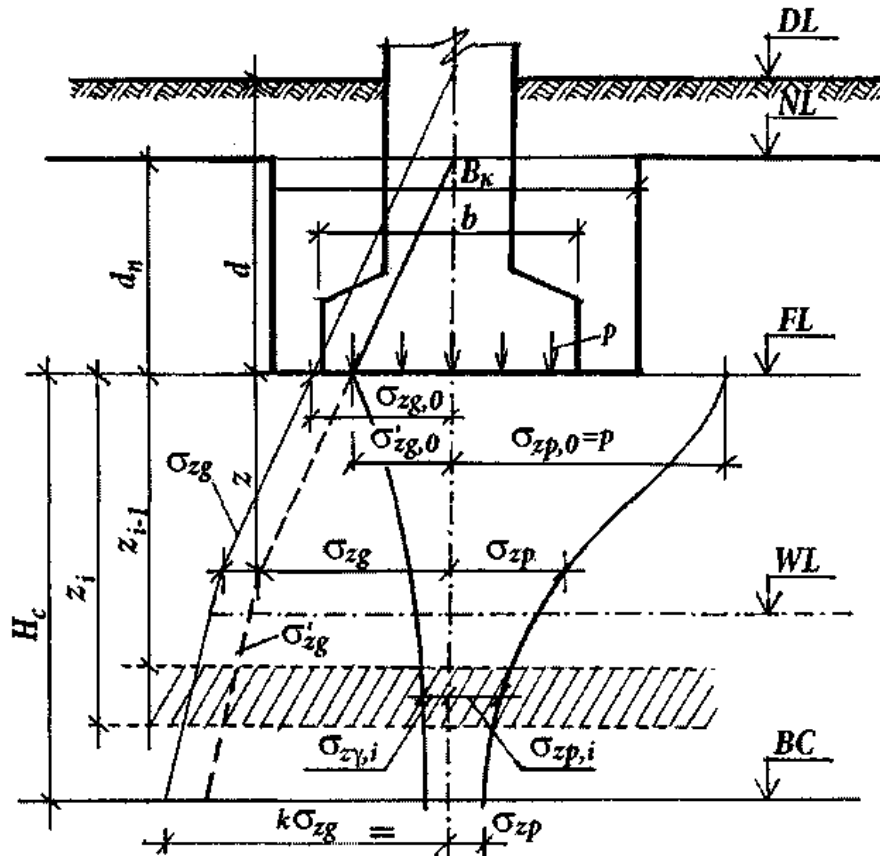


Рисунок 2.4 – Схема розподілення вертикальних нормальних напружень по глибині основи: DL – позначка планування підсипкою (або зрізкою); NL – позначка поверхні природного рельєфу; FL – позначка підшови фундаменту; WL – позначка рівня підземних вод; BC - нижня межа стисливої товщі; d і d_н – глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування і поверхні природного рельєфу; H_с – глибина стисливої товщі; b – ширина фундаменту; B_к – ширина котловану; p – середній тиск під підшовою фундаменту; σ_{zg} і σ_{zg,0} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови з врахуванням планування поверхні ґрунтової основи підсипкою (або зрізкою); σ_{zp} і σ_{zp,0} – вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови; σ'_{zg} і σ'_{zg,0} – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, що утворені при природному рельєфі на глибині z від підшови фундаменту і на рівні його підшови; σ_{zγ,i} і σ_{zγ,0} = σ'_{zg,0} – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, що утворені при природному рельєфі, на глибині z від підшови фундаменту і на рівні його підшови; k – коефіцієнт визначення нижньої межі стисливої товщі за умови Д10

						011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			

Згідно Д.4 «При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (2.4) не враховувати другу складову». Таким чином, формула (2.4) приймає вигляд:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i}. \quad (2.5)$$

Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} на глибині z основи від подошви прямокутних, круглих, стрічкових фундаментів, за вертикаллю, що проходить через центр подошви, обчислюють за формулою (2.6), в яких значення x і y приймають такими, що дорівнюють нулю.

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (2.6)$$

де α – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.1 ДБН В.2.1-10-2009 в залежності від відносної глибини до ширини фундаменту, яка дорівнює $\zeta = 2z/b$;
 p – середній тиск під подошвою фундаменту.

Результати розрахунків осідання основи фундаменту по 4-м осям: 1) для вісі «Г» $s_{\bar{A}} = 1,43$ см; 2) для вісі «Б» $s_{\bar{A}} = 1,62$ см; 3) для вісі «1» $s_1 = 0,79$ см; 4) для вісі «5» $s_5 = 0,68$ см.

Граничне значення спільної деформації основи і споруди для цивільних будівель і споруд складає $s_u = 10$ см (для житлових багатоповерхових безкаркасних будинків з несучими стінами з цегляної кладки без армування), допускається приймати згідно з ДБН В. 1.1-5-2000 «Будинки і споруди на підроблюваних територіях і на просідаючих ґрунтах» (Частина II. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах), Додаток 3, Таблиця 3.5. Тобто по всім 4-м осям умова розрахунку за деформаціями основ виконується (Додаток Б).

					011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.7 Перевірка розмірів підшви за наявності слабкого підстильного шару

У виконаних за деформаціями розрахунках основи за третім випадком, коли під фундаментом виконане поверхнєве (пошарове) механічне ущільнення глибиною 1,8 м, все ж існує можливість виникнення зон пластичної деформації у межах слабкого шару, що залягає нижче ущільненої подушки. За вимогами п. Е. 11 ДБН В.2.1-10-2009 за наявності в межах стисливої товщі основи на глибині z від підшви фундаменту шару ґрунту меншої міцності ніж міцність ґрунту шарів, які лежать вище, розміри фундаменту повинні призначатись такими, щоб для сумарного напруження σ_z забезпечувалась умова

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.7)$$

де σ_{zp} , $\sigma_{z\gamma}$ і σ_{zg} – вертикальні напруження в ґрунті на глибині z від підшви фундаменту (Д.1), кПа;

$(\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) = \alpha(p - \sigma_{zg0})$, де p – середній тиск безпосередньо під підшовою фундаменту (приймається за II групою граничних станів, кПа); α – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д. 1 в залежності від відносної глибини до ширини фундаменту, яка дорівнює $\zeta = 2z/b$;

$\sigma_{z\gamma}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшви фундаменту;

σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині z від підшви фундаменту, яке обчислюють за формулою $\sigma_{zg} = \sum_{i=0}^n \gamma_i h_i$ (де γ_i і h_i – відповідно питома вага і товщина i -го шару ґрунтів);

R_z – розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності, кПа, на глибині z , обчислений за формулою (Е.1) для умовного фундаменту шириною b_y , м, яка для стрічкового фундаменту визначається із його площі підшви умовного

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

фундаменту $A_z = N_{0II} / \sigma_{zпII}$, м², звідкіля $b_y = \frac{A_z}{l}$, м.

Розрахунковий опір слабкого ґрунту основи R , кПа, для умовного фундаменту визначають за формулою

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{II\text{н\text{е}d\text{а}}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II\text{н\text{е}d\text{а}}}],$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7 ($\gamma_{c1}=1,25$ – для глинистих, а також великоуламкових з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$; $\gamma_{c2}=1,0$ для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H=54,34/12,81=4,24$; довжина споруди $L=54,34$ м, висота споруди $H=12,81$ м);

k – коефіцієнт, що приймають $k=1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (ϕ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k=1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2 (приймаємо $k=1$);

M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b_y < 10$ м – $k_z=1$, при $b_y \geq 10$ м – $k_z = z_0/b_y + 0,2$ (тут $z_0=8$ м);

b_y – ширина підшви умовного фундаменту, м;

$\gamma_{II\text{н\text{е}d\text{а}}}$ – розрахункове значення питомої ваги ґрунту меншої міцності, кН/м³;

γ'_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів в межах глибини d_z ;

$c_{II\text{н\text{е}d\text{а}}}$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа ($c_{II}=20$ кПа);

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (2.8)$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище подошви умовного фундаменту з боку підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м ($h_{cf}=0,12$ м);

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³ ($\gamma_{cf}=22$ кН/м³);

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м ($d_b=1,35$ м).

В нашому випадку в межах стисливої товщі залягають шари слабого ґрунту:

– суглинок лесовидний просідаючий твердий з характеристиками $\gamma_{II\text{н\text{е}а\text{а}}}=16,8$ кН/м³, $I_L=-0,67$, $c_{II\text{н\text{е}а\text{а}}}=20$ кПа, $\varphi_{II\text{слаб}}=20^\circ$, $E_{II\text{слаб}}=18$ МПа, $R_0=240$ кПа;

– супісок лесовидний просідаючий твердий з характеристиками $\gamma_{II\text{н\text{е}а\text{а}}}=16,6$ кН/м³, $I_L=-1,61$, $c_{II\text{н\text{е}а\text{а}}}=16$ кПа, $\varphi_{II\text{слаб}}=23^\circ$, $E_{II\text{слаб}}=16$ МПа, $R_0=235$ кПа.

Вісь «Г»

Проводимо перевірку для першого слабого шару – суглинку лесовидного просідаючого твердого, який залягає на глибині 3,65 м від поверхні землі.

$$N_{oII}=231,56 \text{ кН/м.}$$

$$\sigma_{zII}=72,91 \text{ кПа.}$$

$$A_z = N_{oII} / \sigma_{zII} = 231,56 / 72,91 = 3,17 \text{ м}^2.$$

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$b_y = \frac{A_z}{l} = 3,17/1 = 3,17 \text{ м.}$$

$$\sigma_{zgII} = 67,09 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = \sigma_{zpII} + \sigma_{zgII} = 72,91 + 67,09 = 140,0 \text{ кПа.}$$

При $\varphi_{IIcлaб} = 20^\circ$ коефіцієнти $M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$.

$$\gamma_{II\tilde{n}\tilde{e}\tilde{a}\tilde{a}} = 16,8 \text{ кН/м}^3.$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 1,85 + 19,8 \cdot 1,8) / 3,65 = 18,38 \text{ кН/м}^3.$$

$$h_s = 2,18 \text{ м.}$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 2,18 + 0,12 \cdot 22 / 18,38 = 2,32 \text{ м.}$$

$$c_{II\tilde{n}\tilde{e}\tilde{a}\tilde{a}} = 20 \text{ кПа.}$$

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{II\tilde{n}\tilde{e}\tilde{a}\tilde{a}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II\tilde{n}\tilde{e}\tilde{a}\tilde{a}}] =$$
$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,0 [0,51 \cdot 1,0 \cdot 3,07 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 2,32 \cdot 18,38 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 18,38 +$$
$$+ 5,66 \cdot 20] = 401,36 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = 140,0 \text{ кПа} < R_z = 401,36 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

Проводимо перевірку для другого слабого шару – супіску лесовидного просідаючого твердого, який залягає на глибині 6,4 м від поверхні землі.

$$N_{oII} = 231,56 \text{ кН/м.}$$

$$\sigma_{zpII} = 30,95 \text{ кПа.}$$

$$A_z = N_{oII} / \sigma_{zpII} = 231,56 / 30,95 = 7,48 \text{ м}^2.$$

$$b_y = \frac{A_z}{l} = 7,48 / 1 = 7,48 \text{ м.}$$

$$\sigma_{zgII} = 113,29 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = \sigma_{zpII} + \sigma_{zgII} = 30,95 + 113,29 = 144,24 \text{ кПа.}$$

При $\varphi_{IIcлaб} = 23^\circ$ коефіцієнти $M_\gamma = 0,69$; $M_q = 3,65$; $M_c = 6,24$.

$$\gamma_{II\tilde{n}\tilde{e}\tilde{a}\tilde{a}} = 16,6 \text{ кН/м}^3.$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 1,85 + 19,8 \cdot 1,8 + 16,8 \cdot 2,75) / 6,4 = 17,7 \text{ кН/м}^3.$$

					011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$h_s = 4,93 \text{ м.}$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 4,93 + 0,12 \cdot 22 / 18,38 = 5,08 \text{ м.}$$

$$c_{II\text{н\`e\`a\`a}} = 16 \text{ кПа.}$$

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{II\text{н\`e\`a\`a}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II\text{н\`e\`a\`a}}] =$$
$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,0 [0,69 \cdot 1,0 \cdot 7,39 \cdot 16,6 + 3,65 \cdot 5,08 \cdot 17,7 + (3,65 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17,7 + 6,24 \cdot 16] = 720,0 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = 144,24 \text{ кПа} < R_z = 720,0 \text{ кПа.}$$

Умова виконується. Розміри фундаменту за віссю «Г» не змінюються.

Вісь «Б»

Проводимо перевірку для першого слабкого шару – суглинку лесовидного просідаючого твердого, який залягає на глибині 3,65 м від поверхні землі.

$$N_{oII} = 300,83 \text{ кН/м.}$$

$$\sigma_{zpII} = 83,95 \text{ кПа.}$$

$$A_z = N_{oII} / \sigma_{zpII} = 300,83 / 83,95 = 3,58 \text{ м}^2.$$

$$b_y = \frac{A_z}{l} = 3,58 / 1 = 3,58 \text{ м.}$$

$$\sigma_{zgII} = 67,09 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = \sigma_{zpII} + \sigma_{zgII} = 83,95 + 67,09 = 151,04 \text{ кПа.}$$

При $\varphi_{II\text{cлa\`o\`b}} = 20^\circ$ коефіцієнти $M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$.

$$\gamma_{II\text{н\`e\`a\`a}} = 16,8 \text{ кН/м}^3.$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 1,85 + 19,8 \cdot 1,8) / 3,65 = 18,38 \text{ кН/м}^3.$$

$$h_s = 2,18 \text{ м.}$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 2,18 + 0,12 \cdot 22 / 18,38 = 2,32 \text{ м.}$$

$$c_{II\text{н\`e\`a\`a}} = 20 \text{ кПа.}$$

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{\text{пнєдд}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{\text{пнєдд}}] =$$

$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,0 [0,51 \cdot 1,0 \cdot 3,43 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 2,32 \cdot 18,38 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 18,38 +$$

$$+ 5,66 \cdot 20] = 405,23 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = 151,04 \text{ кПа} < R_z = 405,23 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

Проводимо перевірку для другого слабкого шару – супіску лесовидного просідаючого твердого, який залягає на глибині 6,4 м від поверхні землі.

$$N_{oII} = 300,83 \text{ кН/м.}$$

$$\sigma_{zpII} = 36,65 \text{ кПа.}$$

$$A_z = N_{oII} / \sigma_{zpII} = 300,83 / 36,65 = 8,21 \text{ м}^2.$$

$$b_y = \frac{A_z}{l} = 8,21 / 1 = 8,21 \text{ м.}$$

$$\sigma_{zgII} = 113,29 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = \sigma_{zpII} + \sigma_{zgII} = 36,65 + 113,29 = 149,94 \text{ кПа.}$$

При $\varphi_{\text{пслаб}} = 23^\circ$ коефіцієнти $M_\gamma = 0,69$; $M_q = 3,65$; $M_c = 6,24$.

$$\gamma_{\text{пнєдд}} = 16,6 \text{ кН/м}^3.$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 1,85 + 19,8 \cdot 1,8 + 16,8 \cdot 2,75) / 6,4 = 17,7 \text{ кН/м}^3.$$

$$h_s = 4,93 \text{ м.}$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 4,93 + 0,12 \cdot 22 / 18,38 = 5,08 \text{ м.}$$

$$c_{\text{пнєдд}} = 16 \text{ кПа.}$$

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{\text{пнєдд}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{\text{пнєдд}}] =$$

$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,0 [0,69 \cdot 1,0 \cdot 8,07 \cdot 16,6 + 3,65 \cdot 5,08 \cdot 17,7 + (3,65 - 1) \cdot 1,35 \cdot 17,7 +$$

$$+ 6,24 \cdot 16] = 729,73 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = 149,94 \text{ кПа} < R_z = 729,73 \text{ кПа.}$$

Умова виконується. Розміри фундаменту за віссю «Б» не змінюються.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Вісь «1»

Проводимо перевірку для першого слабкого шару – суглинку лесовидного просідаючого твердого, який залягає на глибині 3,65 м від поверхні землі.

$$N_{0II} = 123,39 \text{ кН/м.}$$

$$\sigma_{zpII} = 41,87 \text{ кПа.}$$

$$A_z = N_{0II} / \sigma_{zpII} = 123,39 / 41,87 = 2,95 \text{ м}^2.$$

$$b_y = \frac{A_z}{l} = 2,95 / 1 = 2,95 \text{ м.}$$

$$\sigma_{zgII} = 67,09 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = \sigma_{zpII} + \sigma_{zgII} = 41,87 + 67,09 = 108,96 \text{ кПа.}$$

При $\varphi_{II\text{слаб}} = 20^\circ$ коефіцієнти $M_\gamma = 0,51$; $M_q = 3,06$; $M_c = 5,66$.

$$\gamma_{II\text{н\`eд\`a}} = 16,8 \text{ кН/м}^3.$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 1,85 + 19,8 \cdot 1,8) / 3,65 = 18,38 \text{ кН/м}^3.$$

$$h_s = 2,18 \text{ м.}$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 2,18 + 0,12 \cdot 22 / 18,38 = 2,32 \text{ м.}$$

$$c_{II\text{н\`eд\`a}} = 20 \text{ кПа.}$$

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_y \gamma_{II\text{н\`eд\`a}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II\text{н\`eд\`a}}] =$$

$$= 1,25 \cdot 1,0 / 1,0 [0,51 \cdot 1,0 \cdot 3,01 \cdot 16,8 + 3,06 \cdot 2,32 \cdot 18,38 + (3,06 - 1) \cdot 1,35 \cdot 18,38 + 5,66 \cdot 20] = 400,71 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zII} = 108,96 \text{ кПа} < R_z = 400,71 \text{ кПа.}$$

Перевірка для другого слабкого шару супіску лесовидного просідаючого твердого, який залягає на глибині 6,4 м від поверхні землі, не проводиться, оскільки він знаходиться нижче стисливої товщі ґрунту.

Умова виконується. Розміри фундаменту за віссю «1» не змінюються.

Вісь «5»

Проводимо перевірку для першого слабкого шару – суглинку

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи повинні виконуватись за двома групами граничних станів:

- а) першою – за несучою здатністю (міцність, стійкість);
- б) другою – за деформаціями: осіданнями (середнім, максимальним, відносною різницею осідань), креном, горизонтальними переміщеннями, з урахуванням параметрів деформування контактної поверхні у випадках їх прогнозованого виникнення в складних інженерно-геологічних умовах.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи виконують:

– за несучою здатністю – у випадках, якщо на споруду передаються вертикальні і (або) горизонтальні навантаження, у т.ч. сейсмічні або динамічні; споруда розташована поблизу укосу або на схилі; основа складена скельними, слабкими, пілуватими піщаними, водонасиченими глинистими, біогенними ґрунтами чи крутоспадними шарами ґрунту; фундамент працює на висмикування, а також в усіх випадках, коли розрахунки за деформаціями основи виконують у нелінійній стадії;

– за деформаціями – в усіх випадках».

Оскільки основа фундаментів, що розрахована за властивостями ґрунтів основи за деформаціями, складена слабкими ґрунтами, проведено розрахунки за несучою здатністю. Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ виконують виходячи з умови п. 7.10.2 ДБН В.2.1-10-2009:

$$\sigma \leq \sigma_u \text{ у загальному випадку або } F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n,$$

де $\sigma = F/bl$ (b – ширина фундаменту, l – довжина фундаменту, $l=1$ пог. м);

σ_u – напруження, що відповідає межі несучої здатності основи;

F – розрахункове навантаження на основу згідно з підрозділом 7.2;

F_u – сила граничного опору основи; вертикальна складова сили граничного опору основи N_u згідно з додатком Ж ДБН В.2.1-10-2009;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який приймають для глинистих ґрунтів у стабілізованому стані, $\gamma_c = 0,9$;

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності); визначається залежно від класу відповідальності об'єкта згідно з 7.6 ДБН В.1.2-14, $\gamma_n=1,15$.

Вертикальну складову сили граничного опору N_u основи, складеної нескельними ґрунтами в стабілізованому стані, допускається визначати за формулою (Ж.3) ДБН В.2.1-10-2009, якщо фундамент має плоску подошву і ґрунти основи нижче подошви однорідні до глибини не менше її ширини, а у випадку різного вертикального привантаження з різних сторін фундаменту інтенсивність більшої з них не перевищує $0,5R$ (R – розрахунковий опір ґрунту основи, що визначають згідно з Е.4 ДБН В.2.1-10-2009):

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) \quad (2.9)$$

де b' і l' – приведені ширина і довжина фундаменту, в наданому розрахунку співпадають з b і l);

N_γ , N_q , N_c – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначають за таблицею Ж.1 ДБН В.2.1-10-2009 у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_I ($\varphi_I=24,6/1,15=21,39^\circ$) і кута нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу F у рівні подошви фундаменту ($\delta=0^\circ$);

γ_I , γ'_I – розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, кН/м^3 , що знаходять в межах можливої призми випирання відповідно нижче і вище подошви фундаменту ($\gamma_I=19,8 \text{ кН/м}^3$, $\gamma'_I=17 \text{ кН/м}^3$);

c_I – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, кПа ($c_I=34,6/1,15=23,07 \text{ кПа}$);

d – глибина закладання фундаменту, м (у випадку неоднакового вертикального привантаження з різних сторін фундаменту приймають значення d , що відповідає найменшій величині привантаження, наприклад, з боку підвалів), $d = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}$, де h_s – товщина шару ґрунту вище подошви

									011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

фундаменту з боку підвалу, м ($h_s=0,38$ м); h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м ($h_{cf}=0,12$ м); γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³ ($\gamma_{cf}=22$ кН/м³); d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м ($d_b=1,35$ м). Відповідно, $d = h_s + h_{cf}\gamma_{cf}/\gamma'_{II} = 0,38 + 0,12 \cdot 22/17 = 0,54$ м.

ξ_γ , ξ_q , ξ_c – коефіцієнти форми фундаменту, що визначають за формулами:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (2.10)$$

де $\eta = l/b$.

Вісь «Г»

Вертикальна складова сили граничного опору основи:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) = 1,3 \cdot 1(3,71 \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 19,8 + 7,58 \cdot 2,5 \cdot 17 \cdot 0,54 + 16,47 \cdot 1,3 \cdot 23,07) = 1,3 \cdot (71,62 + 173,96 + 493,95) = 961,39 \text{ кН.}$$

$$N_\gamma = 3,71; N_q = 7,58; N_c = 16,47;$$

Приведені ширина і довжина фундаменту $b'=1,3$ м, $l'=1,0$ м; $\eta = l/b = 1/1,3 = 0,769$, але якщо $\eta = l/b < 1$, у формулі (2.10) слід приймати $\eta = 1$;

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta = 1 - 0,25/1 = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/\eta = 1 + 1,5/1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta = 1 + 0,3/1 = 1,3.$$

$$N = \gamma_c N_u / \gamma_n = 0,9 \cdot 961,39 / 1,15 = 752,39 \text{ кН.}$$

Навантаження на фундамент за несучою здатністю:

$$N_I = N_{0I} + N_{fI} + N_{gI} + q_I = 261,63 + 14,3 + 11,34 + 12 = 299,27 \text{ кН/м;}$$

$$N_{0I} = 261,63 \text{ кН/м;}$$

$$N_{fI} = 14,3 \text{ кН/м;}$$

$$N_{gI} = 11,34 \text{ кН/м;}$$

$$q_I = 1,2q = 12 \text{ кН/м.}$$

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$N_I < \gamma_c N_u / \gamma_n ; 299,27 < 752,39.$$

Висновок: умова несучої здатності виконується.

Вісь «Б»

Вертикальна складова сили граничного опору основи:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) = 1,6 \cdot 1(3,71 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 19,8 + 7,58 \cdot 2,5 \cdot 17 \cdot 0,54 + 16,47 \cdot 1,3 \cdot 23,07) = 1,6 \cdot (88,15 + 173,96 + 493,95) = 1209,70 \text{ кН.}$$

$$N_\gamma = 3,71; N_q = 7,58; N_c = 16,47;$$

Приведені ширина і довжина фундаменту $b' = 1,6$ м, $l' = 1,0$ м;
 $\eta = l/b = 1/1,6 = 0,625$, але якщо $\eta = l/b < 1$, у формулі (2.10) слід приймати $\eta = 1$;

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta = 1 - 0,25/1 = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/\eta = 1 + 1,5/1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta = 1 + 0,3/1 = 1,3.$$

$$N = \gamma_c N_u / \gamma_n = 0,9 \cdot 1209,70 / 1,15 = 946,72 \text{ кН.}$$

Навантаження на фундамент за несучою здатністю:

$$N_I = N_{0I} + N_{fI} + N_{gI} + q_I = 342,58 + 17,6 = 360,18 \text{ кН/м;}$$

$$N_{0I} = 342,58 \text{ кН/м;}$$

$$N_{fI} = 17,6 \text{ кН/м.}$$

$$N_I < \gamma_c N_u / \gamma_n ; 360,18 < 946,72.$$

Висновок: умова несучої здатності виконується.

Вісь «1»

Вертикальна складова сили граничного опору основи:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) = 0,7 \cdot 1(3,71 \cdot 0,83 \cdot 0,7 \cdot 19,8 + 7,58 \cdot 2,05 \cdot 17 \cdot 0,54 + 16,47 \cdot 1,21 \cdot 23,07) = 0,7 \cdot (42,68 + 142,65 + 459,76) = 451,56 \text{ кН.}$$

$$N_\gamma = 3,71; N_q = 7,58; N_c = 16,47;$$

Приведені ширина і довжина фундаменту $b' = 0,7$ м, $l' = 1,0$ м;

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

011.196101.МР.2020.000

$$\eta = l/b = 1/0,7 = 1,43;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta = 1 - 0,25/1,43 = 0,83;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/\eta = 1 + 1,5/1,43 = 2,05;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta = 1 + 0,3/1,43 = 1,21.$$

$$N = \gamma_c N_u / \gamma_n = 0,9 \cdot 451,56 / 1,15 = 353,39 \text{ кН.}$$

Навантаження на фундамент за несучою здатністю:

$$N_I = N_{0I} + N_{fI} + N_{gI} + q_I = 135,73 + 7,7 + 3,14 + 12 = 158,57 \text{ кН/м;}$$

$$N_{0I} = 135,73 \text{ кН/м;}$$

$$N_{fI} = 7,7 \text{ кН/м;}$$

$$N_{gI} = 3,14 \text{ кН/м;}$$

$$q_I = 12 \text{ кН/м.}$$

$$N_I < \gamma_c N_u / \gamma_n ; 158,57 < 353,39.$$

Висновок: умова несучої здатності виконується.

Вісь «5»

Вертикальна складова сили граничного опору основи:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) = 0,6 \cdot 1(3,71 \cdot 0,85 \cdot 0,6 \cdot 19,8 + 7,58 \cdot 1,9 \cdot 17 \cdot 0,54 + 16,47 \cdot 1,18 \cdot 23,07) = 0,6 \cdot (37,46 + 132,21 + 448,36) = 370,82 \text{ кН.}$$

$$N_\gamma = 3,71; N_q = 7,58; N_c = 16,47;$$

Приведені ширина і довжина фундаменту $b' = 0,6$ м, $l' = 1,0$ м;

$$\eta = l/b = 1/0,6 = 1,67;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta = 1 - 0,25/1,67 = 0,85;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/\eta = 1 + 1,5/1,67 = 1,9;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta = 1 + 0,3/1,67 = 1,18.$$

$$N = \gamma_c N_u / \gamma_n = 0,9 \cdot 370,82 / 1,15 = 290,21 \text{ кН.}$$

Навантаження на фундамент за несучою здатністю:

$$N_I = N_{0I} + N_{fI} + N_{gI} + q_I = 127,11 + 6,6 = 133,71 \text{ кН/м;}$$

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$N_{0I} = 127,11 \text{ кН/м};$$

$$N_{fl} = 6,6 \text{ кН/м};$$

$$N_{gl} = 0 \text{ кН/м};$$

$$q_I = 0.$$

$$N_I < \gamma_c N_u / \gamma_n ; 133,71 < 290,21.$$

Висновок: умова несучої здатності виконується.

Після проведеного аналітичного розрахунку параметрів стрічкових фундаментів по осям «Г», «Б», «1» і «5» житлового чотирьохповерхового будинку та дослідження напружено-деформованого стану до подальшого чисельного аналізу приймається фундамент по осі «Б» (ширина фундаменту $b=1,6$ м, товщина фундаменту $h=0,4$ м) та навантаження, що на нього діє. Отримані в ході аналітичних розрахунків параметри напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа» стають перевірочними характеристиками для результатів чисельного аналізу методу скінченних елементів. Відмінністю цього аналізу буде те, що, на відміну від механічного ущільнення, яке рекомендоване для відновлення міцносних та деформаційних характеристик основи, буде застосована бурін'єкційна технологія, яка дозволяє створювати вертикальні елементи підсилення і в процесі спорудження, і під час реконструкції.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 3

Чисельний аналіз напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа»

3.1 Особливості чисельного аналізу системи «фундамент–основа»

Аналіз розроблених скінченно-елементних моделей (СЕ-моделей) взаємодії у системі «фундамент–основа» дозволяє зробити висновок, що ця взаємодія менше всього вивчена. З моделей основ, що широко застосовувалися раніше [3, 9, 20, 23] для визначення як несучої здатності, так і осідань основи, надфундаментна споруда представлялася у вигляді навантаження, а, отже, зникала з дослідження взаємодії в системі «фундамент–основа». Такий прийом абстрагування від частини цієї системи дозволяв сконцентрувати аналітичні сили саме на процесах, що відбуваються в основі. Слід зазначити, що існують спроби звернути увагу на некоректність такого абстрагування і на важливість сукупного аналізу спільної роботи споруди з ґрунтовою основою, наприклад, в роботах професора М. Н. Гольдштейна [6-8]. Такі спроби піддавалися критиці, головним доводом якої був доказ відсутності негативних ефектів при заміні реальної конструкції навантаженням [9, 23, 41]. Були наведені переконливі аргументи, але подальші дослідження в цій області довели правомірність аналізу спільної роботи з урахуванням взаємодії обох частин системи «фундамент–основа», а саме [41]:

1) заміна фундаменту розподіленим навантаженням спрощує реальну дію на нього, тобто складні дії, наприклад позацентрове навантаження або зосереджені моменти, досить некоректно прикладати безпосередньо до основи. Так, у разі навантаження з ексцентриситетом пропадає специфіка такої дії, а у разі зосередженого моменту його прямий додаток безпосередньо до основи просто абсурдний;

2) при заміні фундаменту «чистим» навантаженням втрачається така його важлива властивість, як жорсткість, тому втрачається і характер деформації, що істотно впливає на адекватність модельованих процесів дійсним. Спроби

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

береться, оскільки врахування цього чинника веде за собою вплив власної ваги фундаменту в другому випадку, що достатньо істотно змінить картину НДС і провести порівняння буде достатньо складно. Загальна кількість СЕ – 8 000 [23].

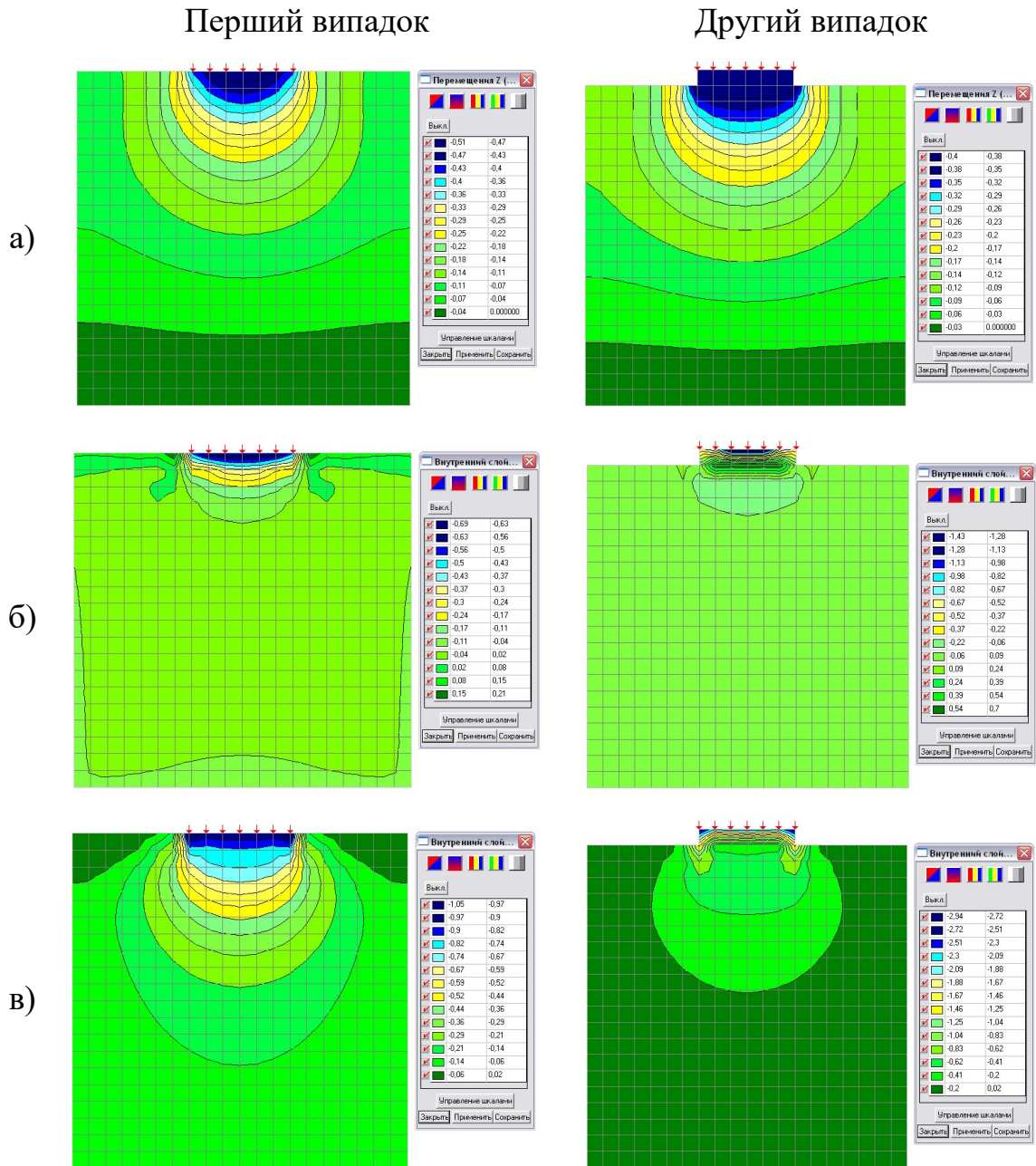


Рисунок 3.1 – Ізолінії і ізополя переміщень по вертикальній осі (а) і головних напружень σ_1 (б) і σ_3 (в) в двох випадках

Порівняльний аналіз двох випадків (рис. 3.1) свідчить про те, що заміна фундаменту розподіленим навантаженням через відкидання деяких сутнісних його характеристик не є коректним, а результати, одержані в ході рішення такої

вважається такою, що не деформується;

2) фундамент кінцевої жорсткості, яку можна порівняти з жорсткістю основи; в даному випадку деформація системи відбувається спільно, що викликає перерозподіл контактних напружень;

3) абсолютно гнучкий фундамент, жорсткість якого настільки мала, що деформації фундаменту співпадають з деформаціями основи.

Оскільки чітких меж визначення типу фундаменту немає, то часто використовують оцінку жорсткості фундаменту за допомогою показника гнучкості t за Горбуновим-Посадовим (для стрічкових фундаментів r) [23]:

$$t = \frac{(1 - \nu_1^2)\pi E_0 b a^3}{4(1 - \nu_0^2)E_1 I} \approx 10 \frac{E_0}{E_1} \cdot \frac{a^3}{h^3}, \quad (3.1)$$

де E_0 , ν_0 – відповідно модуль деформації і коефіцієнт Пуассона ґрунту; E_1 , ν_1 – те ж матеріалу фундаменту; b , a , h , I – відповідно ширина, напівдовжина, товщина і момент інерції фундаменту.

При значенні показника гнучкості $t \leq 1$, фундамент вважається абсолютно жорстким. Якщо фундамент можна вважати стрічковим або його довжина перевищує ширину, то показник гнучкості r знаходять по формулі:

$$r = \frac{3(1 - \nu_1^2)\pi E_0 a F}{(1 - \nu_0^2)E_1 h}, \quad (3.2)$$

де a , F , h – відповідно напівдовжина, площа і товщина фундаменту.

При значенні показника гнучкості $r \leq 4/\alpha$, фундамент вважається абсолютно жорстким, причому $\alpha = a/b$.

При всій умовності підрозділу фундаментів на три типи, показник їх жорсткості, визначений шляхом порівняння показників гнучкості, має істотне значення при їх розрахунку, оскільки на остаточну картину НДС специфічний

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

011.196101.МР.2020.000

вплив надає стрибкоподібну зміну жорсткостей фундаменту і основи. Не так важливо визначити тип фундаменту по жорсткості, як встановити, в яких межах показника гнучкості він змінюється. Важливість знання типу фундаменту може бути проілюстрована рис. 3.4, на якому приведений характер епюри контактних напружень при зміні показника гнучкості t від 0 (абсолютно жорсткий фундамент) до 5 (абсолютно гнучкий фундамент).

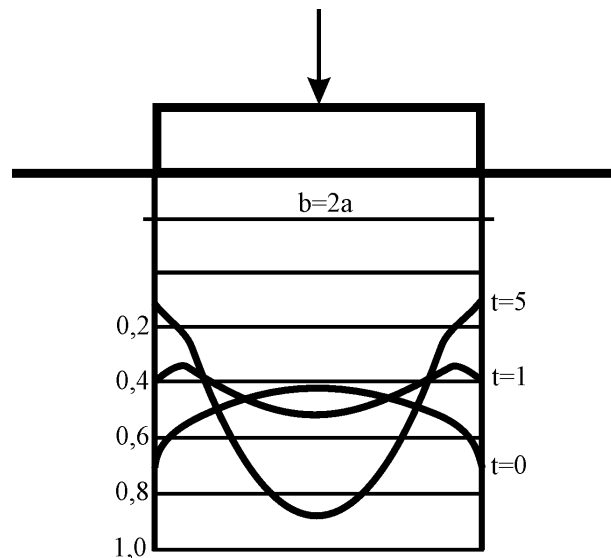


Рисунок 3.4 – Епюри контактних напружень під фундаментом з різними показниками гнучкості

Як було показано вище, добитися моделювання контакту фундаменту і основи МСЕ складно без спеціальних прийомів, відповідно забезпечення адекватного розподілу контактних напружень також складне. В той же час концепція взаємодії в системі «фундамент–основа» вимагає моделювання фундаменту з основою, найбільш відповідного дійсності. Моделювання контакту фундаменту з основою ускладнюється також розподілом контактних напружень, які прямо пов’язані з жорсткістю (деформаційними характеристиками) і формою фундаменту, а також з жорсткістю основи.

3.2 Створення скінченно-елементної моделі системи «основа–фундамент»

Для подальшого визначення параметрів НДС для отримання аналітичних

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

закономірностей технології відновлення конструкцій фундаментів та основ на базі буроін'єкційних свердловин обрано непідсилений випадок (Варіант 0) та три варіанти його підсилення ґрунтоцементними палями довжиною 4 м діаметром 0,5 м, створеними на основі буроін'єкційної технології (рис. 3.1).

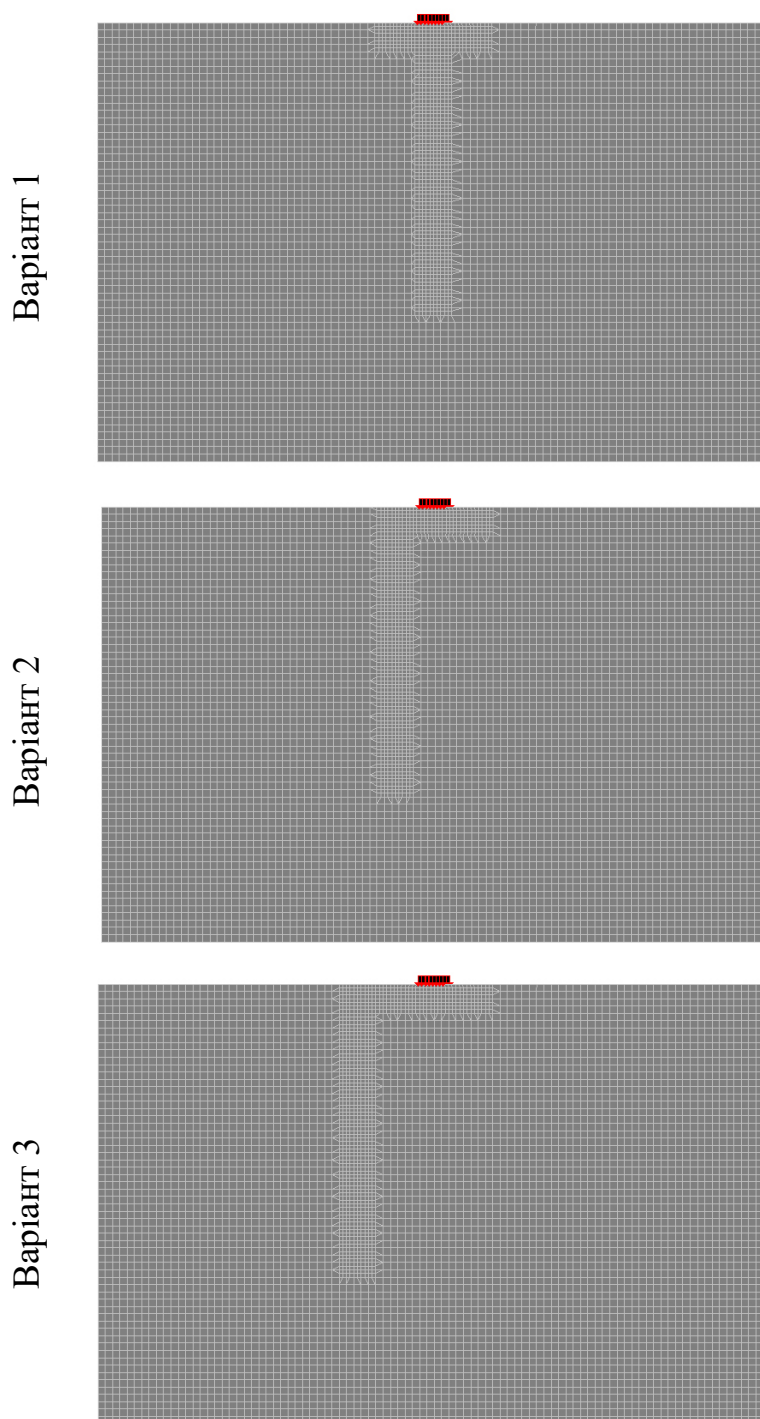


Рисунок 3.1 – Варіанти підсилення системи «фундамент–основа»

Слід окремо підкреслити, що Варіант 1 можливий для втілення лише на етапі спорудження фундаменту і завчасного відновлення основи, Варіанти 2 і 3

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

впроваджуються і при будівництві, і при реконструкції.

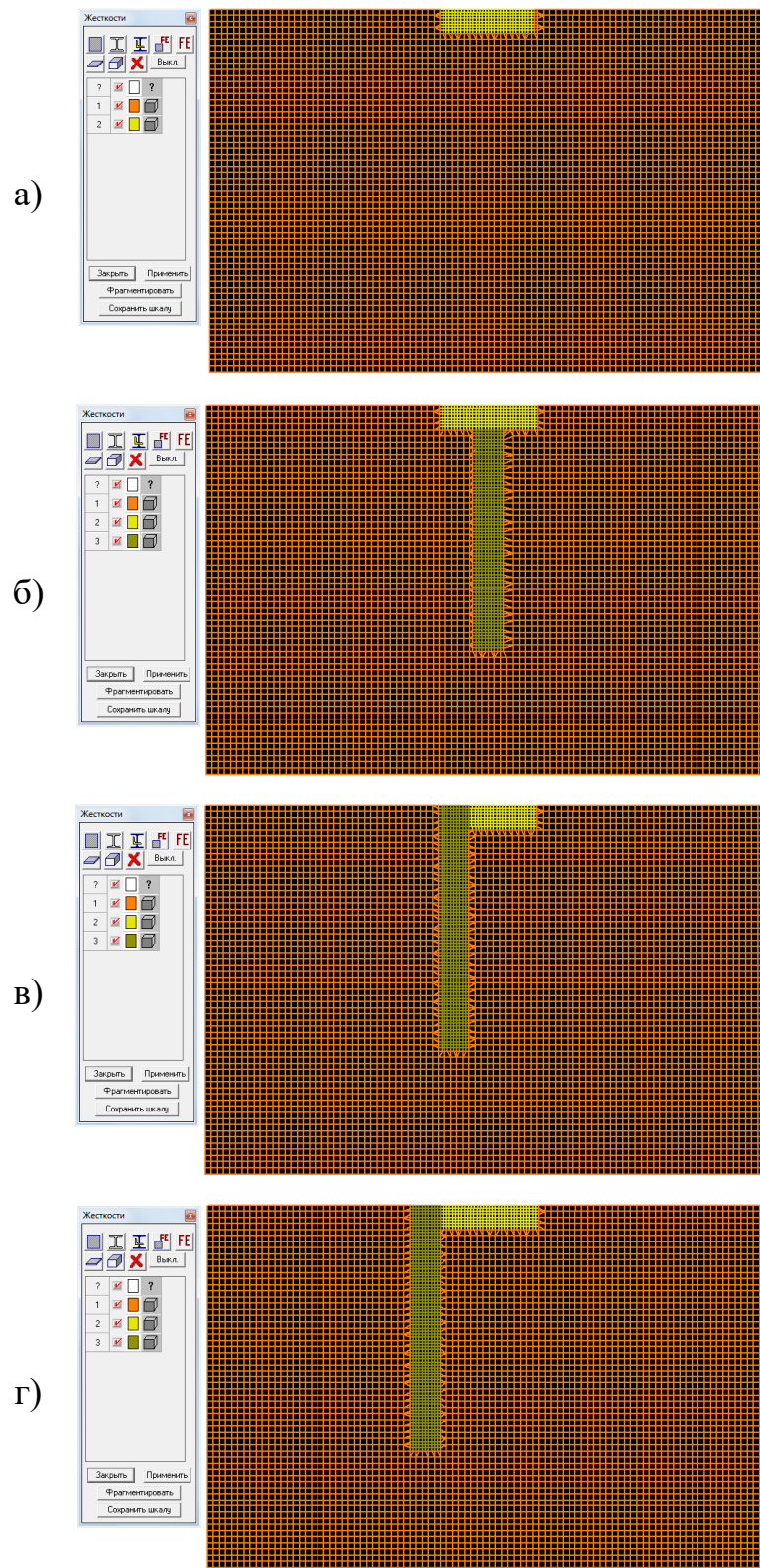


Рисунок 3.2 – Карта розподілення деформаційних характеристик в SE-моделі

а) Варіант 0; б) Варіант 1; в) Варіант 2; г) Варіант 3

Деформаційні характеристики обрані у відповідності із дослідженими ґрунтами основи. На рис. 3.2. показана карта деформаційних характеристик, які надані СЕ-моделям:

Жорсткість 1: основа – суглинок, питома вага $\gamma=1,9 \text{ т/м}^3$, модуль пружності $E=15 \cdot 10^3 \text{ кПа}$, коефіцієнт Пуассону $\nu=0,3$;

Жорсткість 2: фундамент – залізобетон, питома вага $\gamma=2,45 \text{ т/м}^3$, модуль пружності $E=35 \cdot 10^6 \text{ кПа}$, коефіцієнт Пуассону $\nu=0,2$;

Жорсткість 3: матеріал елемента підсилення – паля, що створена за допомогою буроін'єкційної технології, питома вага $\gamma=2,4 \text{ т/м}^3$, модуль пружності $E=2 \cdot 10^6 \text{ кПа}$ (при обсязі цементу 480 кг/м^3 за даними роботи [26], див. рис. 1.4 магістерської роботи), коефіцієнт Пуассону $\nu=0,2$.

Скінченно-елементна модель є плоскою. На схему накладені граничні умови: понизу моделі – заборона переміщення по всім трьом осям X, Y та Z, по боках основи – заборона по осях X та Y, по поперечних сторонах моделі – заборона по осі Y (умова плоскої деформації). Верх та відкоси моделі вільні від граничних умов.

У ролі навантаження моделі було прийнято розподілене по ширині стіни 380 мм, значення узяті із аналітичного розрахунку фундаменту по осі «Б» (ширина фундаменту $b=1,6 \text{ м}$, товщина фундаменту $h=0,4 \text{ м}$)
 $N_{II} = N_{0II} + N_{fII} + N_{gII} = 316,83 \text{ кН/м}$.

Розв'язуючи задачу взаємодії в системі «фундамент–основа», необхідно враховувати правило знаків для переміщень і напружень. Правило знаків для переміщень прийнято таким чином, що лінійні переміщення додатні, якщо вони спрямовані в сторону зростання відповідної координати, а кути повороту додатні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта.

Компоненти об'ємного напруження визначаються для елементарного паралелепіпеда, який виділений навколо точки визначення напружень. Крім того, визначаються нормативні напруження $N_x (\sigma_x)$, $N_y (\sigma_y)$, $N_z (\sigma_z)$ та дотичні напруження $T_{xy} (\tau_{xy})$, $T_{xz} (\tau_{xz})$, $T_{yz} (\tau_{yz})$, $T_{yx} (\tau_{yx})$, $T_{zx} (\tau_{zx})$, $T_{zy} (\tau_{zy})$. Якщо враховувати закон парності дотичних напружень ($T_{xy}=T_{yx}$, $T_{xz}=T_{zx}$, $T_{yz}=T_{zy}$),

					011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 4

Аналітичні закономірності буроін'єкційної технології відновлення конструкцій фундаментів та основ

Чисельний аналіз НДС системи «фундамент–основа» проводиться із застосуванням МСЕ за допомогою розрахункового комплексу SCAD [32, 48], його результати викладені в роботі [35] (рис. 4.1-4.4).

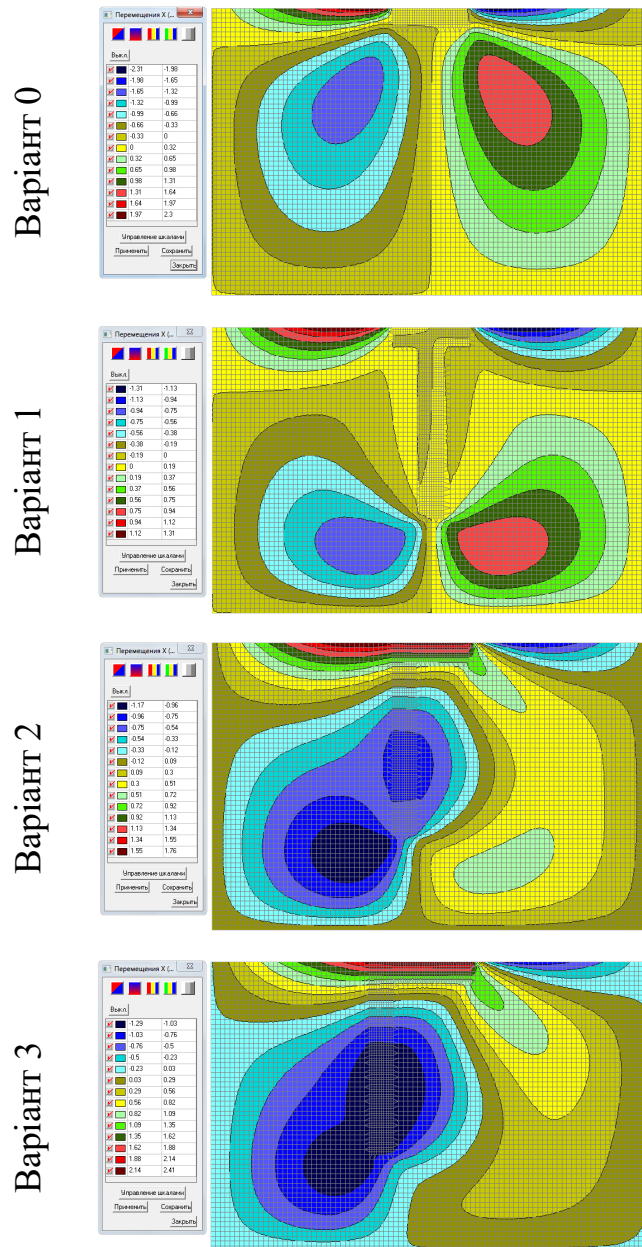
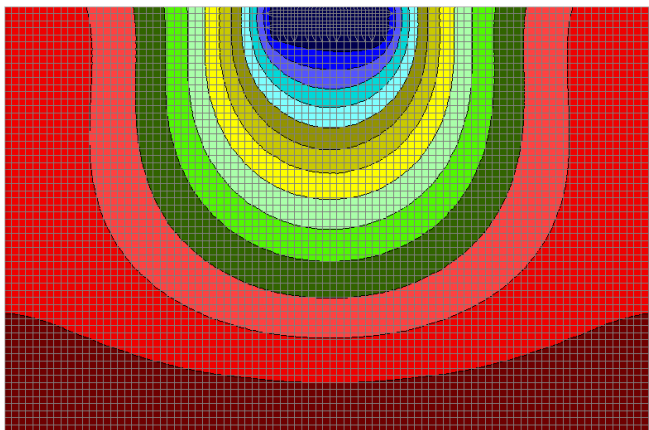
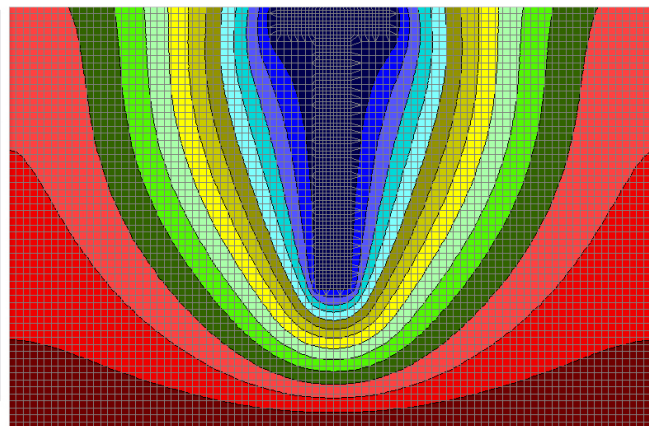
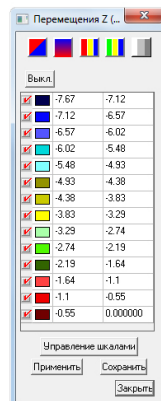


Рисунок 4.1 – Ізолінії та ізополя переміщень по осі X (горизонтальна) в моделі

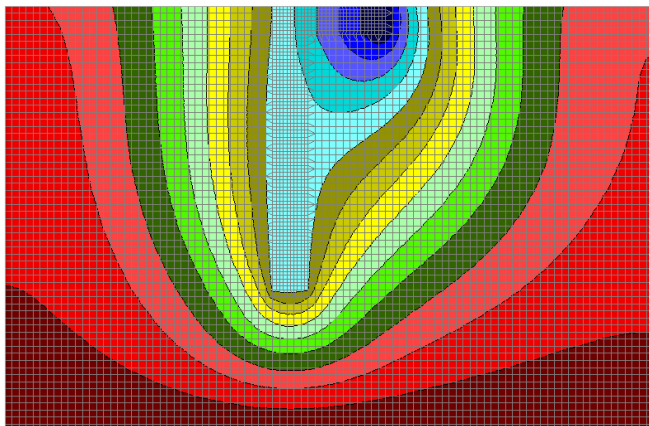
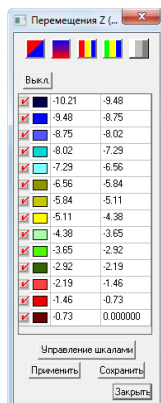
Варіант 0



Варіант 1



Варіант 2



Варіант 3

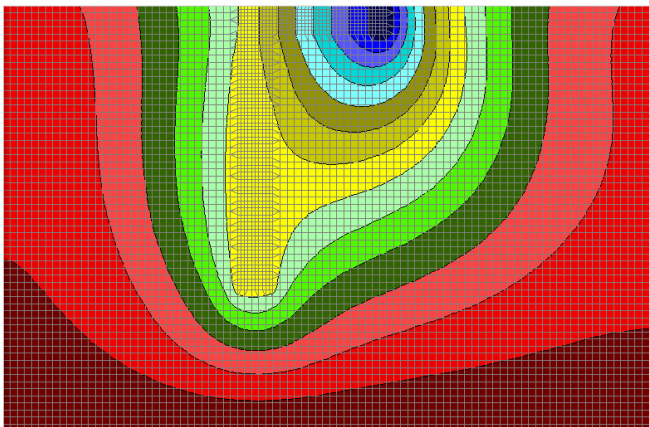
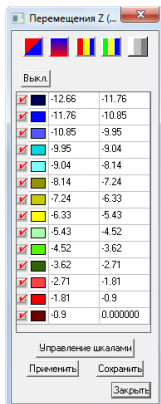


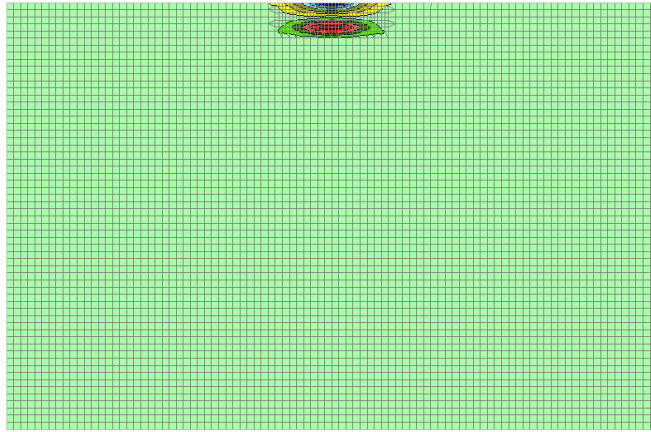
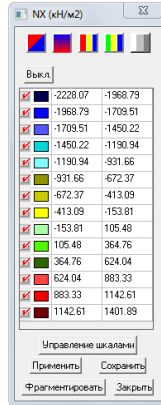
Рисунок 4.2 – Ізолінії та ізополя переміщень по осі Z (вертикальна)
в фрагменті моделей

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

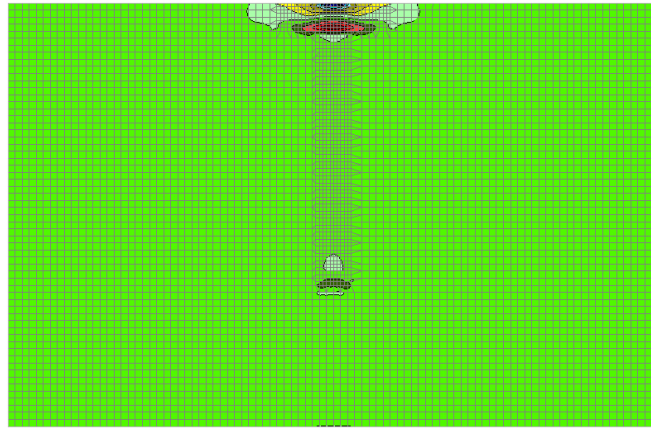
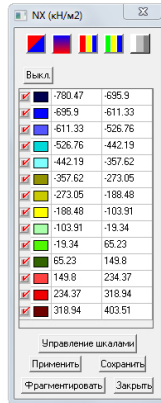
011.196101.МР.2020.000

Арк.

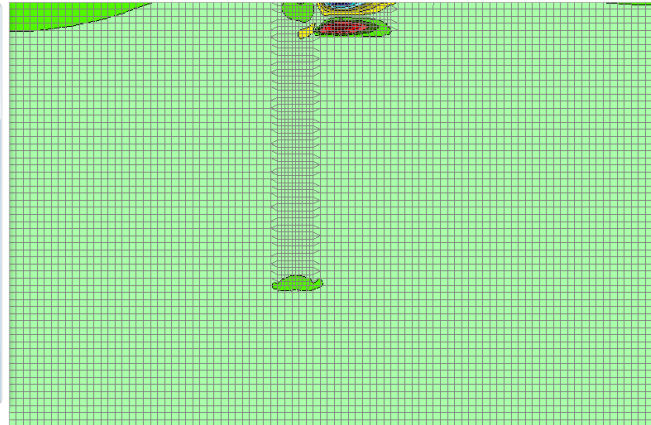
Варіант 0



Варіант 1



Варіант 2



Варіант 3

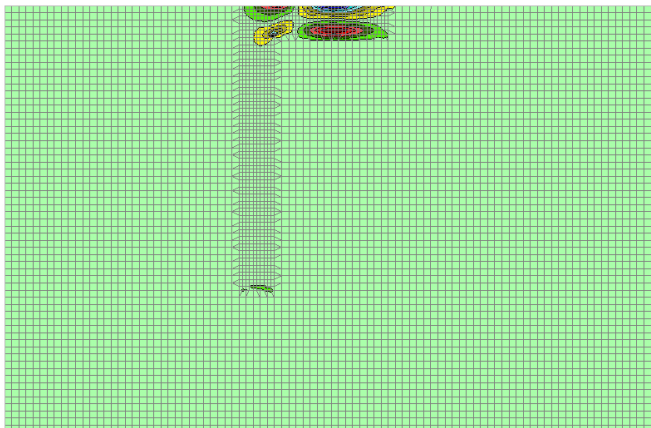
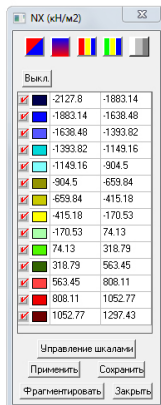


Рисунок 4.3 – Ізолінії та ізополя нормальних напружень по осі X (горизонтальна) в фрагменті моделей

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.196101.MP.2020.000

Арк.

Аналіз НДС проводився для фундаменту, причому в його конструкції визначено характерні точки, в яких вимірювалися переміщення та напруження, отримані в ході чисельного аналізу варіантів (рис. 4.5).

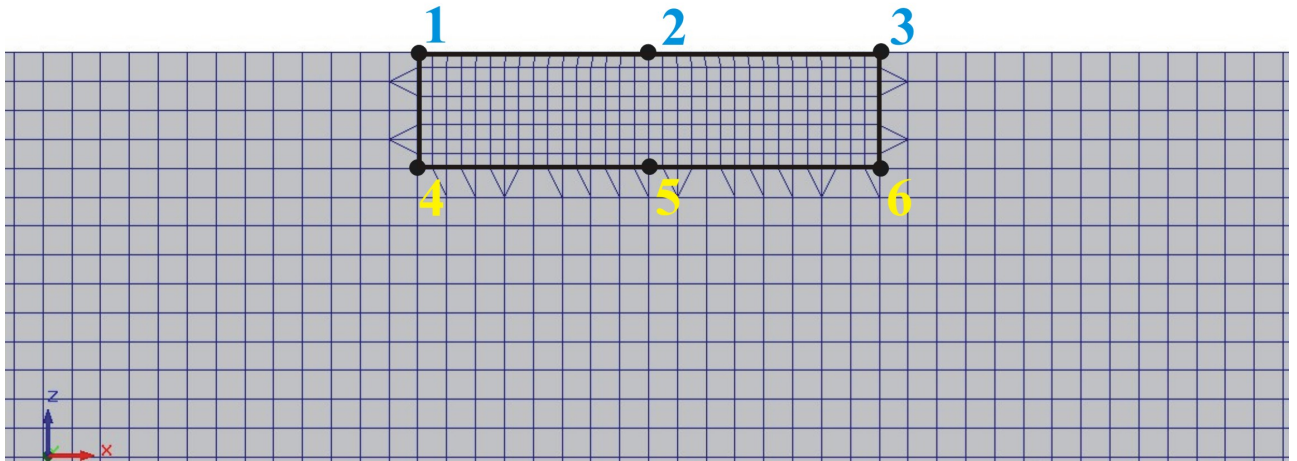


Рисунок 4.5 – Характерні точки конструкції фундаменту

Оскільки скінченно-елементні моделі відтворювали варіанти відновлення фундаменту та основи, два з яких (Варіант 2 і Варіант 3) мають несиметричне розташування паль, що створені на основі буроін'єкційної технології, то переміщення та напруження вимірюються на двох крайніх точках фундаменту. Переміщення (горизонтальна та вертикальна компоненти, рис. 4.1 і 4.2) вимірюються в точках 1-3, а напруження (горизонтальна та вертикальна компоненти, рис. 4.3 і 4.4) в точках 4-6, тобто на контакті частин системи «фундамент–основа». Слід також відмітити, що для Варіанта 2 точки 1 та 4 співпадають із тілом палі, що пробурена у фундаменті та ін'єктована в ньому.

На рис. 4.6 наведено діаграму зміни горизонтальних переміщень. Варіантом підсилення вертикальними елементами, створеними на основі буроін'єкційної технології, що максимально знижує рівень горизонтальних переміщень, є Варіант 1. В Варіанті 2 та 3, які представляють собою несиметричне розміщення елемента підсилення, що практикується доволі часто (буріння лише зі сторони підвалу або зовні фундаменту), горизонтальні переміщення значно зросли. Це пояснюється локальним підвищенням жорсткості системи «фундамент–основа».

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

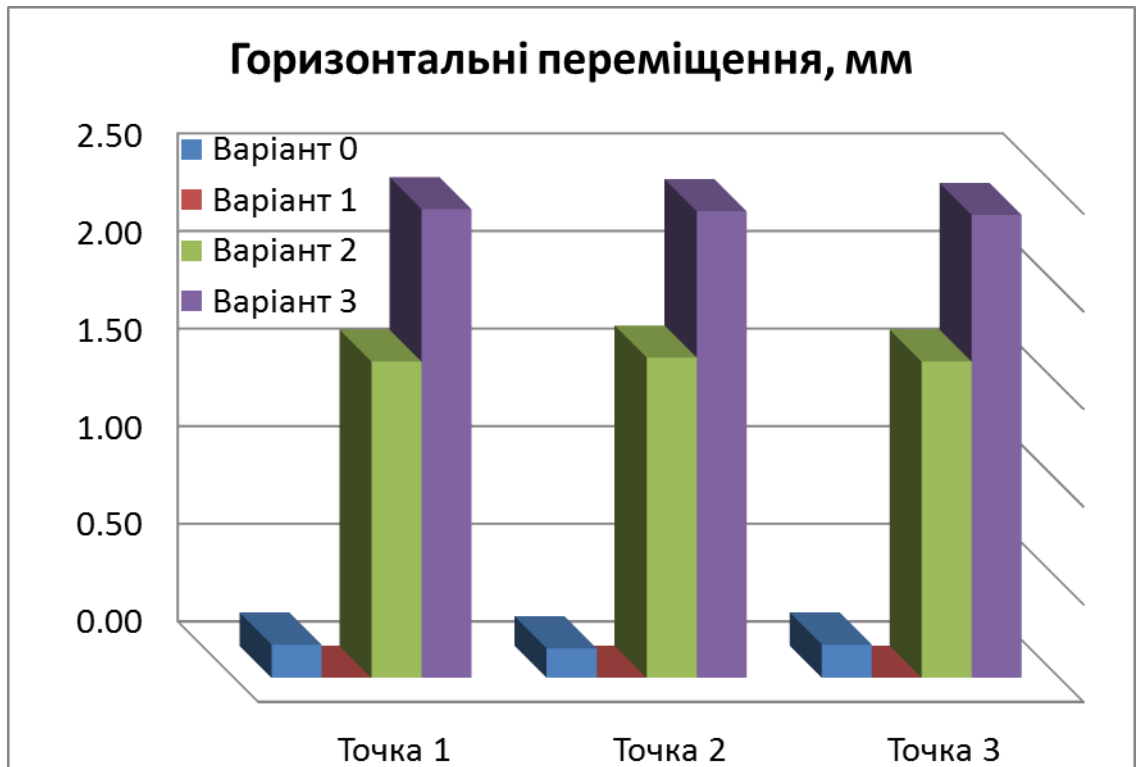


Рисунок 4.6 – Діаграма аналітичної закономірності горизонтальних переміщень (мм) в точках моделі системи «фундамент–основа»

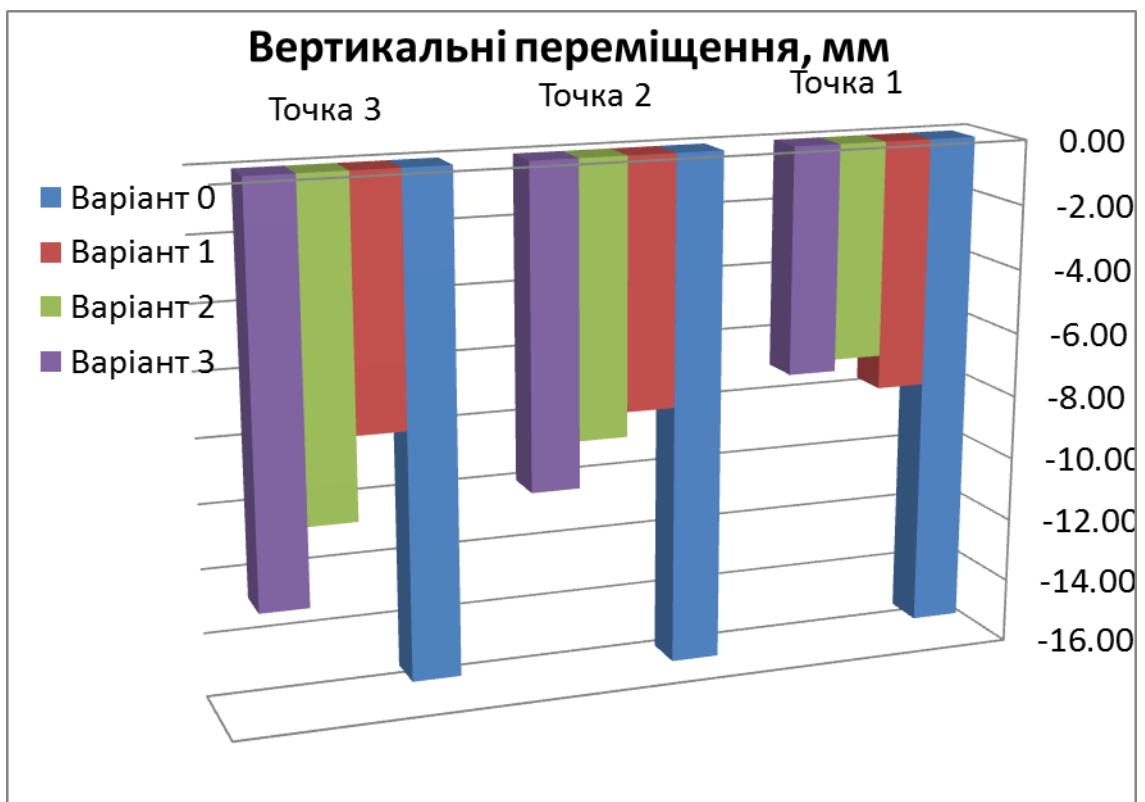


Рисунок 4.7 – Діаграма аналітичної закономірності вертикальних переміщень (мм) в точках системи «фундамент–основа»

На рис. 4.7 наведено діаграму зміни вертикальних переміщень, яка є більш чіткою, оскільки уведення вертикальних елементів підсилення, створених на основі буроін'єкційної технології, направлений на максимальний вплив на саме цю компоненту переміщень.

Аналіз діаграми надає змоги зробити висновок, що усі три варіанти зменшують рівень переміщень в 1,21...2,32 рази. Перед тим, як порівнювати вертикальні переміщення Варіанту 0 (непідсилена основа) із трьома варіантами підсилення, слід порівняти результати аналітичного розрахунку та чисельного аналізу. В Розділі 2 осідання основи фундаменту для вісі «Б» складало $s_A=1,62$ см, в скінченно-елементній моделі воно дорівнює 1,57 см, тобто похибка між аналітичним розрахунком та чисельним аналізом складає 3 %, що свідчить про адекватність побудованої моделі.

Аналіз вертикальних переміщень доводить, що вони в точці 2 (центральна точка фундаменту) зменшуються у 2,05 рази (Варіант 1), 1,87 рази (Варіант 2) та 1,59 рази (Варіант 3). Варіант 1 зменшує рівень вертикальних переміщень більш рівномірно 2,01...2,05 рази, Варіанти 2 і 3 хоча і мають максимальне зниження в точці 1, але в загальному деформуванні відіграють не дуже значну роль. Це пояснюється тим, що занурення вертикальних елементів, що призводить деформований стан до неоднорідного, найбільш впливає в зоні максимального розвитку деформацій.

Остаточний висновок про ефективність впливу вертикальних елементів підсилення, створених на основі буроін'єкційної технології, можна зробити після аналізу напруженого стану (рис. 4.4-4.5), результати якого наведені на діаграмах (рис. 4.8 та 4.9). Першим можна відмітити значну неоднорідність напруженого стану (горизонтальна компонента) Варіантів 2 і 3, в яких, по причині стрибкоподібної зміни жорсткості біля однієї межі фундаменту (точка 4), спостерігається зміна знаку напружень. Побудувати аналітичну закономірність розподілу горизонтальних напружень в точках 4 і 6, тобто на обрізі фундаменту, практично неможливо. Але характер зміни горизонтальних напружень в точці 5 (вісь симетрії) є характерним.

					011.196101.MP.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

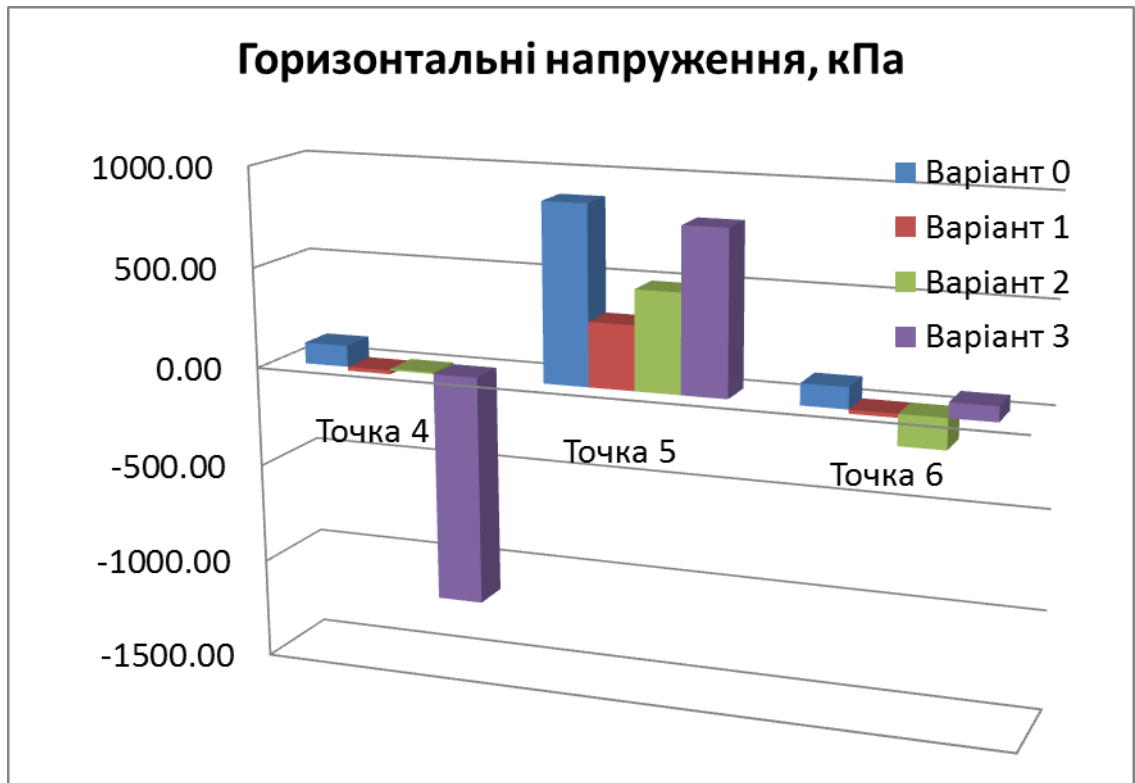


Рисунок 4.8 – Діаграма аналітичної закономірності горизонтальних напружень (кПа) в точках системи «фундамент–основа»

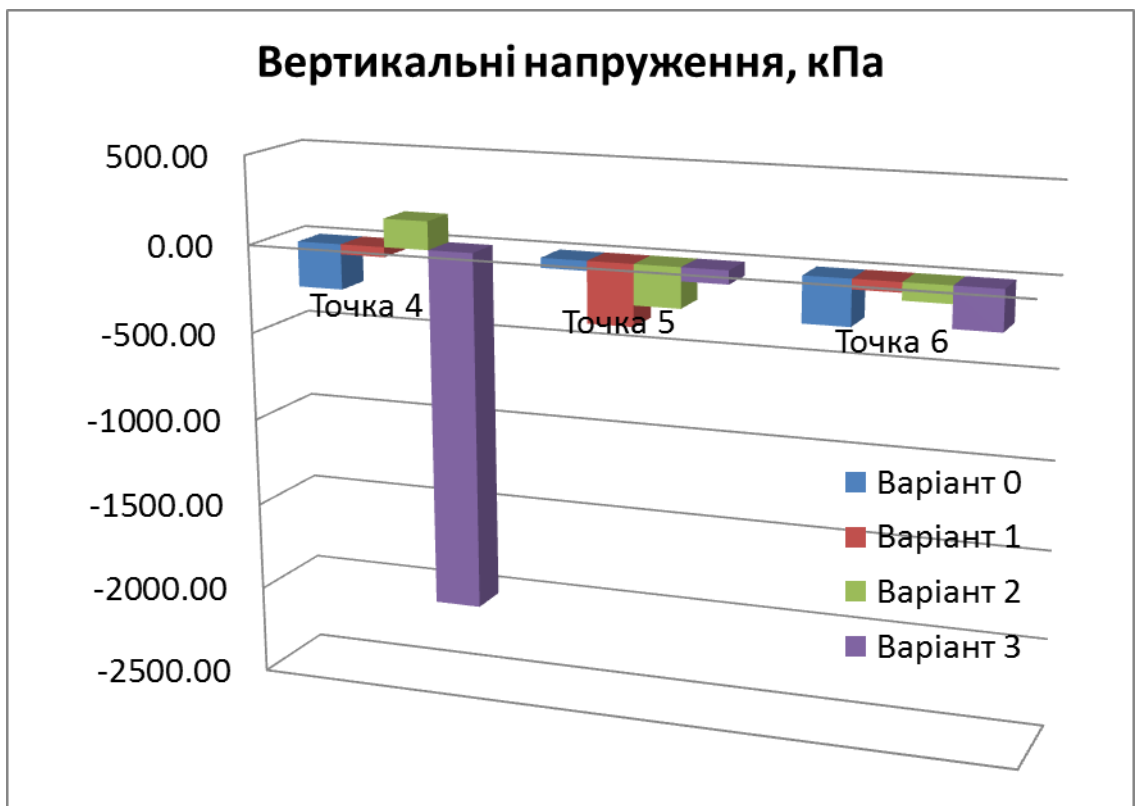


Рисунок 4.9 – Діаграма аналітичної закономірності вертикальних напружень (кПа) в точках системи «фундамент–основа»

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

011.196101.МР.2020.000

Арк.

Порівняння трьох варіантів відновлення фундаменту та основи за допомогою елементів, створених на основі буроін'єкційної технології, показує стійке падіння горизонтальних напружень у 2,77 рази (Варіант 1), 1,80 рази (Варіант 2) та 1,09 рази (Варіант 3). Однак, аналізуючи вертикальні напруження, слід відмітити, що відбувається стійке зростання вертикальних напружень у точці 5 у 6,20 рази (Варіант 1), 4,06 рази (Варіант 2) та 1,38 рази (Варіант 3). Це пояснюється тим, що елемент підсилення, створений на основі буроін'єкційної технології, зменшуючи вертикальні переміщення призводить до концентрації вертикальних напружень. Але максимальне значення вертикальних напружень не свідчать про їх високий рівень, що міг би призвести до руйнування бетону фундаменту: -343,68 кПа у Варіанті 1, -225,20 у Варіанті 2 та -76,33 у Варіанті 3.

Таким чином, основним висновком після аналізу аналітичних закономірностей НДС варіантів є те, що варіантом відновлення частин системи «фундамент–основа», який більш позитивно впливає на деформований стан, зменшуючи вертикальні переміщення, є Варіант 1, тобто конструкція вертикальних елементів, створених на основі буроін'єкційної технології, розташованих під фундаментом. Це свідчить про те, що найкращим сценарієм відновлення слабкої основи є той, що запроваджується під час будівництва, оскільки Варіант 1 можливо втілити лише при спорудженні фундаменту.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розділ 5

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

Вимоги безпеки праці під час виконання робіт по відновленню конструкцій фундаментів та основ на базі буроін'єкційних свердловин

Під час виконання робіт відновлення конструкцій фундаментів та основ на базі буроін'єкційних свердловин виконується:

- розробка траншеї-розчистки;
- буріння свердловин;
- ін'єктування розчину під тиском;
- закриття устя свердловин;
- зворотна засипка.

При цих роботах використовуються машини та механізми:

- екскаватор С-50 «Casagrande»;
- агрегат для ін'єктування розчину під тиском;
- розчинний вузол.

Під час виконання земляних та інших робіт у траншеях необхідно вжити заходів із запобігання впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- обвалення ґрунту;
- падіння шматків ґрунту;
- машини та їх робочі органи, що рухаються, предмети, що ними переміщуються;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини;
- підвищений рівень шуму та вібрації на робочому місці;
- підвищена запиленість повітря робочої зони.

Вимоги безпеки праці під час виконання земляних робіт

Під час виконання земляних робіт необхідно дотримуватись вимог

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

безпеки та охорони праці НПАОП 45.2-7.02-12 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», відповідних рішень проєктно-технологічної документації (ПОБ, ПВР тощо), зокрема:

- визначеної безпечної крутизни незакріплених укосів котлованів і траншей з урахуванням навантаження від машин і ґрунту;
- визначеної конструкції кріплення стінок виїмок;
- визначених типів і місць встановлення огорож виїмок, перехідних містків, а також сходів для спуску працівників до місця робіт або їх евакуації;
- вибраних типів машин, що застосовуються для розробки ґрунту та місць їх встановлення;
- додаткових заходів забезпечення стійкості укосів у зв'язку із сезонними змінами щільності ґрунтів та контролю.

З метою запобігання розмиванню, зсувам ґрунтів, обваленню стінок виїмок у місцях виконання земельних робіт до їх початку необхідно забезпечити відведення поверхневих і підземних вод.

Місце виконання робіт необхідно очистити від валунів і каміння, дерев, будівельного сміття, а виявлені на укосах відшарування ґрунту ліквідувати.

Проєктом виконання робіт повинні бути передбачені заходи, які необхідно обов'язково вжити до початку виконання земляних робіт на зсувонебезпечних схилах. Під час земляних робіт необхідно вести постійний контроль стану схилів, обмежити вплив на них динамічного навантаження під час ущільнення ґрунту.

Земляні роботи в охоронній зоні кабелів високої напруги, діючих газопроводів та інших комунікацій необхідно виконувати за нарядом-допуском після одержання дозволу від організацій, що їх експлуатують.

Виконання робіт у цих умовах необхідно здійснювати під безпосереднім наглядом керівника робіт, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, або діючих газопроводів, крім того, під наглядом працівників організацій, що експлуатують ці комунікації.

У місцях діючих газових комунікацій у котлованах, траншеях необхідно

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

вести постійний газовий контроль, а працюючих необхідно забезпечити засобами захисту органів дихання.

Під час виконання земельних робіт у безпосередній близькості діючих підземних комунікацій або у разі перетинання комунікацій необхідно забезпечити незмінність положення у просторі і збереження цілісності цих комунікацій. При цьому розробка ґрунту механізованим способом дозволяється на відстані не менше ніж 2,0 м від бокової стінки і не менше ніж 0,4 м на верхом труби, кабель тощо.

Застосування землерийних машин у місцях перетинання виїмок з діючими комунікаціями, незахищеними від механічних ушкоджень, дозволяється за узгодженням з організаціями – власниками комунікацій.

За необхідності улаштування котловану поблизу фундаментів існуючої будівлі до глибини, близької до рівня підшови фундаменту, під час закладання котловану без попереднього кріплення його стін необхідно дотримуватись такої послідовності безпечного виконання робіт:

- механізованим способом розробляється ґрунт до позначки 0,5 м вище від підшови фундаменту існуючої будівлі;
- вручну вибирається ґрунт до проєктної позначки вздовж фронту прилягання до існуючої будівлі.

Розміщення матеріалів і будівельних машин уздовж бровок виїмок допускається у межах призми обвалення після перевірки розрахунком міцності кріплень виїмки з визначенням величини і допустимої інтенсивності навантаження.

Ґрунт, що виймається з виїмки, необхідно укладати на відстані 0,5 м від краю виїмки, за якої не виникає небезпека обвалення стінок виїмки.

У разі виявлення в процесі виконання земляних робіт не зазначених у проєктно-технологічній документації, підземних споруд або вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи необхідно припинити до одержання дозволу відповідних органів.

У разі розміщення у котлованах, траншеях виїмках робочих місць їх

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

розміри повинні бути достатніми для розміщення конструкцій, устаткування, оснащення. Необхідно також забезпечити проходи до робочих місць і на робочих місцях шириною у просвіті не менше ніж 0,6 м, а на робочих місцях – необхідний простір у зоні робіт.

Виїмки, що розробляються на вулицях, проїздах, дворах населених пунктів, в інших місцях можливого перебування та пересування людей або транспорту, повинні бути огорожені захисними огорожами.

На огорожах повинні бути нанесені попереджувальні написи, а в нічний час – встановлене сигнальне освітлення.

Для проходу людей через виїмки повинні бути улаштовані перехідні містки, які освітлюються у нічний час.

Для спускання людей у котловани і траншеї та евакуації з них повинні бути передбачені маршеві сходи шириною не менше ніж 0,6 м з огороженням або приставні драбини (дерев'яні довжиною не більше ніж 5,0 м).

На влаштування траншей глибиною більше ніж 1,5 м необхідно розробляти проєкт кріплень з урахуванням діючого навантаження на призму обвалення. Одночасно разом з тим повинні бути розраховані всі елементи кріплень – переріз кріпильних дощок, відстань між стояками, переріз розпірок, стояків, анкерів.

У важких гідрогеологічних умовах і за наявності водо насичених ґрунтів або за неможливості улаштування укосів необхідно використовувати шпунтову огорожу. У разі перевищення зазначених величин, а також у стиснених виробничих умовах, у ґрунтах, що насичені водою, повинні бути передбачені кріплення.

До початку витягування ґрунту з виїмок за допомогою бадей повинні бути встановлені згідно з ПВР захисні навіси-козирки для захисту працюючих у виїмках. Виконання робіт у виїмках глибиною більше ніж 1,5 м дозволяється лише ланкою у складі не менше двох працівників.

Вимоги безпеки праці під час відновлення ґрунтових основ на основі

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

буроін'єкційної технології

Під час відновлення ґрунтових основ на основі буроін'єкційної технології дозволяється лише у касці, спецодязі та спецвзутті, передбачених нормами НПАОП 45.2-3.01-04 «Норми безплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту працівникам, зайнятим у будівельному виробництві».

Під час улаштування і закріплення штучних основ необхідно вживати заходів із запобігання впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- підвищене значення напруги в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

За наявності небезпечних та шкідливих виробничих факторів, безпека улаштування штучних основ повинна бути забезпечена відповідно до вимог проєктно-технологічної документації (ПОБ, ПВР тощо) на виконання цих робіт зокрема:

- дотримання вимог допуску працюючих до виконання робіт;
- дотримання безпечних способів і методів виконання робіт з відновлення ґрунтових основ і фундаментів;
- вибір засобів механізації для виконання робіт;
- розроблення та дотримання схем монтажу, демонтажу, переміщення по будівельному майданчику засобів механізації;
- забезпечення безпечної експлуатації бурового інструменту;
- забезпечення безпеки праці під час використання спеціального обладнання для буроін'єкційної технології;
- визначення номенклатури та забезпечення необхідної кількості засобів колективного та індивідуального захисту працівників.

До початку робіт наказом роботодавця повинна бути призначена особа, відповідальна за безпечне виконання робіт. Ця особа повинна вивчити геологічні та гідрологічні умови, розміщення підземних та наземних

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

комунікацій. У період оформлення необхідно отримати ввідний інструктаж для ознайомлення із загальним положенням на новому місці, охороною праці та правилами внутрішнього розпорядку організації НПАОП 0.00-4.12-05 «Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці».

До виконання робіт з улаштування штучних основ допускаються особи не молодше 18 років, що пройшли медичне обстеження, попереднє навчання, відповідні інструктажі.

На будівельних об'єктах необхідно мати:

- список номерів телефонів чергових служб підприємств та організацій, у віданні яких перебувають комунікації та інші об'єкти в зоні виконання робіт;
- схеми комунікацій із позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж.

Усі робітники повинні бути ознайомлені з ПВР (правилами виконання робіт), технологічними картами виконання земляних та інших робіт, схемою розміщення підземних комунікацій з позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж. У разі виявлення під час виконання робіт нових комунікацій необхідно викликати представників організацій, яким належать ці комунікації, та вирішити питання щодо продовження робіт.

На місцях виконання робіт необхідно вивісити плакати зі схемами та зображенням засобів стропування, обмежувальних пристроїв, арматурних каркасів, бетоновозів, бункерів, іншого обладнання.

На робочому місці необхідно мати засоби колективного захисту, а також аптечку. Під час виконання робіт у темний час доби розчинний вузол, підходи, ділянки роботи і траса напірних магістралей повинні бути освітлені.

На будівельному майданчику, де виконуються роботи з монтажу та демонтажу машин і обладнання, безпека праці повинна бути забезпечена на всіх етапах робіт:

- до початку робіт повинні бути визначені і доведені до всіх виконавців робіт значення сигналів та засобів взаємодії, що подаються під час виконання

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

робіт;

– дозволено виконання робіт тільки вдень і на спланованому майданчику з твердою основою;

– всі з'єднання конструкцій повинні бути виконані з використанням передбаченої кількості кріпильних елементів.

Під час улаштування стін траншей забороняється:

– опускатися у відкриту траншею;

– перебувати в межах небезпечної зони екскаватора;

– виконувати буріння свердловин, улаштування траншей, монтаж конструкцій за швидкості вітру 12 м/с і більше.

Вимоги безпеки праці під час буроін'єкційних робіт

Під час приготування, подавання, укладання і догляду за цементною сумішшю, заготовлення повинні бути вжиті заходи із запобігання впливу на працюючих таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

– шум і вібрації, недостатня освітленість робочого місця;

– несприятливі метеорологічні умови;

– підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

Цемент для виконання буроін'єкційної технології необхідно зберігати в закритих ємностях, запобігаючи розпиленню під час завантаження і вивантаження. Завантажувальні отвори повинні бути закриті захисними ґратами, а ґрати закриті на замок.

Перед початком бетонних робіт керівник зобов'язаний:

– перевірити стійкість, міцність, справність риштувань, огорож робочих горизонтів;

– перевірити справність тари, бункерів, розчинонасосів, маніпуляторів;

– забезпечити працівників необхідними засобами індивідуального захисту.

Робота змішувальних машин повинна здійснюватися з дотриманням

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Команду «Стоп», подану будь-яким працівником, повинні негайно виконати всі працівники, які почули її.

Про загрозу виникнення або про виникнення аварійної ситуації працівник повинен негайно повідомити керівника робіт (виконроба).

У разі виявлення у траншеях або котлованах небезпечного газу, роботи повинні бути негайно припинені, а люди виведені з небезпечної зони. Про це слід негайно повідомити безпосереднього керівника (відповідальному виконавцю робіт). Роботи можуть бути відновлені тільки після припинення надходження в зону робіт газу і надійного провітрювання виїмки вентилятором.

При ушкодженні якої-небудь підземної споруди, що створює небезпеку для працівників, необхідно негайно припинити роботу в цьому місці, покинути небезпечну зону і повідомити про це безпосереднього керівника.

При пораненнях, падінні, і тому подібному, що виникли під час виконання робіт або аварійних ситуаціях негайно надати потерпілому першу медичну допомогу, а при необхідності до потерпілого викликати лікаря, або направити його в медичний заклад.

При випадкових утвореннях в траншеях і котлованах козирків з ґрунту необхідно негайно припинити роботу, покинути небезпечну зону, після чого козирки слід завалити зверху.

При появі в укосах ознак зсуву і сповзання ґрунту необхідно негайно припинити роботу і залишити небезпечну зону. При цьому слід перевірити за участю керівника робіт (виконроба) положення ґрунту і завалити зверху ґрунт, у якому утворилися тріщини і навіси. Роботи можуть бути відновлені тільки після усунення небезпеки.

При загрозі виникнення або при виникненні інших аварійних ситуацій, не пов'язаних безпосередньо з земляними роботами, діяти відповідно до своїх обов'язків згідно з Планом ліквідації аварій.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Загальні висновки

1. Проведено аналіз задачі відновлення конструкцій фундаментів та основ, представлених лесовими та слабкими формаціями, а також проведений розгляд технологій відновлення та підсилення, які свідчать про те, що найбільшу ефективність надає буроін'єкційна технологія, яка дозволяє значно підняти несучу здатність ґрунту.

2. Виконаний аналітичний розрахунок напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа» із визначенням міцності основ, геометричних розмірів фундаменту та його осідань. Проаналізовані три випадки його закладення: 1) на природній основі, яка складена просідаючими ґрунтами; 2) на зволоженій просадочній основі; 3) на штучній основі.

3. Розраховано, що прийняті значення ширини стрічкового фундаменту на природній основі (по вісі «Г» – 1,3 м, по вісі «Б» – 1,6 м; по вісі «1» – 0,7 м; по вісі «5» – 0,6 м) відповідають умовам несучої здатності (недовантаження по вісі «Г» – 18,52 %, по вісі «Б» – 21,68 %; по вісі «1» – 15,93 %; по вісі «5» – 16,34 %); на зволоженій просадочній основі (по вісі «Г» – 1,3 м, по вісі «Б» – 1,6 м; по вісі «1» – 0,7 м; по вісі «5» – 0,6 м) не відповідають умовам несучої здатності (перевантаження по вісі «Г» – 19,14 %, по вісі «Б» – 25,54 %; по вісі «1» – 23,74 %; по вісі «5» – 23,28 %); на штучній основі (по вісі «Г» – 1,3 м, по вісі «Б» – 1,6 м; по вісі «1» – 0,7 м; по вісі «5» – 0,6 м) відповідають умовам несучої здатності (недовантаження по вісі «Г» – 49,33 %, по вісі «Б» – 51,26 %; по вісі «1» – 47,69 %; по вісі «5» – 47,95 %).

4. Результати розрахунків осідання основи фундаменту по 4-м осям: 1) для вісі «Г» $s_A=1,43$ см; 2) для вісі «Б» $s_A=1,62$ см; 3) для вісі «1» $s_1=0,79$ см; 4) для вісі «5» $s_5=0,68$ см. По всім 4-м осям умова розрахунку за деформаціями основ виконується.

5. Виконаний чисельний аналіз напружено-деформованого стану системи «фундамент–основа», для чого створені скінченно-елементні моделі, що максимально повно відтворюють взаємодію відновлених частин системи. Для

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

визначення параметрів НДС для отримання аналітичних закономірностей технології відновлення конструкцій фундаментів та основ на базі буроін'єкційних свердловин обрано непідсилений випадок (Варіант 0) та три варіанти (Варіант 1, Варіант 2 та Варіант 3) його підсилення ґрунтоцементними палями довжиною 4 м діаметром 0,5 м, створеними на основі буроін'єкційної технології.

6. Отримані аналітичні закономірності буроін'єкційної технології відновлення конструкцій фундаментів та основ, які свідчать, що варіантом підсилення вертикальними елементами, створеними на основі буроін'єкційної технології, що максимально знижує рівень переміщень, є Варіант 1. Аналіз вертикальних переміщень доводить, що вони в центральній точці фундаменту вони зменшуються у 2,05 рази (Варіант 1), 1,87 рази (Варіант 2) та 1,59 рази (Варіант 3). Варіант 1 зменшує рівень вертикальних переміщень більш рівномірно 2,01...2,05 рази, Варіанти 2 і 3 хоча і мають максимальне зниження в точці 1, але в загальному деформуванні відіграють не дуже значну роль.

7. Аналітичні закономірності напруженого стану показують стійке падіння горизонтальних напружень у 2,77 рази (Варіант 1), 1,80 рази (Варіант 2) та 1,09 рази (Варіант 3) та стійке зростання вертикальних напружень у 6,20 рази (Варіант 1), 4,06 рази (Варіант 2) та 1,38 рази (Варіант 3). Але максимальне значення вертикальних напружень не свідчать про їх високий рівень, що міг би призвести до руйнування бетону фундаменту: -343,68 кПа у Варіанті 1, -225,20 у Варіанті 2 та -76,33 у Варіанті 3.

					011.196101.МР.2020.000	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

