МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра промислового та цивільного будівництва

Кваліфікаційна робота

другий (магістерський)

на тему: **«Дослідження несучої здатності бурових паль з урахуванням впливу сил тертя ґрунту»**

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1924-пцб
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво»
Чеберяк О.І.
Керівник: доц., к.т.н. Самченко Р.В.
Рецензент: проф., д.т.н. Арутюнян І.А.

Запоріжжя
2025 рік

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра Промислового та цивільного будівництва
Рівень вищої освіти другий магістерський рівень
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр та назва)
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»
(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри ПЦБ
проф. Арутюнян І.А.
«27» 04 2025 року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Чеберяк Олег Ігорович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Дослідження несучої здатності бурових паль з урахуванням впливу сил тертя ґрунту

Керівник роботи Самченко Роман Васильович, к.т.н.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «27» лютого 2025 року №317-с
2 Строк подання студентом роботи 17.11.2025 р.
3 Вихідні дані до роботи *Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливості розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень*
4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Провести комплексний аналіз наукових, методичних та технічних джерел, присвячених конструктивним особливостям, роботі та методам розрахунку бурових паль з урахуванням дії сил тертя по бічній поверхні. Обґрунтувати необхідність подальшого дослідження взаємодії системи «бурова паля – ґрунт» та визначення ключових проблем, пов'язані з прогнозуванням несучої здатності та формуванням довантажувальних сил тертя. Провести чисельне моделювання взаємодії паль з уширенням із

грунтовим масивом за допомогою програмного комплексу PLAXIS, враховуючи вплив вертикальних навантажень та умов обводнення ґрунту.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) *Від восьми графічних аркушів із результатами аналітичних обґрунтувань наукового напряму досліджень, результатами експериментальних досліджень, доказами оптимальності запропонованих методик, результатами чисельних розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень.*

6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 2	Самченко Р.В., доц.		
Розділ 3	Самченко Р.В., доц.		

7 Дата видачі завдання 04.03.2025 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1 Аналіз сучасних досліджень та теоретико-методологічних підходів до оцінювання несучої здатності паль з урахуванням дії сил тертя	28 вересня	
2	Розділ 2 Дослідження несучої здатності бурових паль із врахуванням впливу сил бічного тертя ґрунту	26 жовтня	
3	Розділ 3 Оптимальний технологічний процес встановлення пальових фундаментів у щільних ґрунтах	15 листопада	

Студент _____ О.І. Чеберяк
(підпис) *(ініціали та прізвище)*

Керівник роботи _____ Р.В. Самченко
(підпис) *(ініціали та прізвище)*

Нормоконтроль пройдено _____ Н.О. Данкевич
(підпис) *(ініціали та прізвище)*

АНОТАЦІЯ

Чеберяк О.І. Дослідження несучої здатності бурових паль з урахуванням впливу сил тертя ґрунту.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник Р.В. Самченко. Запорізький національний університет. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні, кафедра промислового та цивільного будівництва, 2025.

Досліджено сучасні технології улаштування паль із уширенням та встановлено, що найбільш ефективними залишаються буронабивні палі з механічним розширенням. Аналіз нормативних джерел і наукових досліджень виявив відсутність уніфікованої методики визначення їх несучої здатності, особливо з урахуванням додаткових сил тертя ґрунту по бічній поверхні. Моделювання у *Plaxis* показало, що палі з уширенням забезпечують до 30% менші просадки порівняно зі звичайними буронабивними палями, що підвищує надійність фундаментів. Обґрунтовано, що вибір оптимальної технологічної схеми розташування та виконання свердловин дозволяє підвищити продуктивність робіт і несучу здатність паль при зниженні витрат. Отримані результати можуть бути використані для вдосконалення проєктування та будівництва пальових фундаментів.

Ключові слова: палі з уширенням, несуча здатність, Plaxis, технологічні схеми, ґрунтові умови.

Список публікацій магістранта:

Чеберяк О.І., Самченко Р.В. Дослідження інноваційних гідротехнічних огороджувальних конструкцій. Матеріали IV Міжнародній науково-практичній дистанційній конференції «Modern Science: Trends, Challenges, Solutions» (13-15 листопада 2025 р., м. Ліверпуль, Англія). С. 351-353.

ABSTRAKT

Cheberyak O.I. Research on the bearing capacity of bored piles taking into account the influence of soil friction forces.

Qualification final work for obtaining a master's degree in specialty 192 - Construction and civil engineering, scientific supervisor R.V. Samchenko. Zaporizhzhia National University. Engineering Educational and Scientific Institute named after Yu.M. Potebny, Department of Industrial and Civil Engineering, 2025.

Modern technologies for installing piles with expansion were studied and it was found that bored piles with mechanical expansion remain the most effective. Analysis of regulatory sources and scientific research revealed the absence of a unified methodology for determining their bearing capacity, especially taking into account additional soil friction forces on the lateral surface. Modeling in Plaxis showed that piles with expansion provide up to 30% less settlement compared to conventional bored piles, which increases the reliability of foundations. It is substantiated that the choice of the optimal technological scheme for the location and execution of wells allows to increase the productivity of work and the bearing capacity of piles while reducing costs. The results obtained can be used to improve the design and construction of pile foundations.

Keywords: piles with widening, bearing capacity, Plaxis, technological schemes, soil conditions.

List of publications of the master's student:

Cheberyak O.I., Samchenko R.V. Research of innovative hydraulic enclosing structures. Materials of the IV International Scientific and Practical Distance Conference "Modern Science: Trends, Challenges, Solutions" (November 13-15, 2025, Liverpool, England). P. 351-353.

ЗМІСТ

ВСТУП 7

1 АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГІЧНИХ ПІДХОДІВ ДО ОЦІНЮВАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ З УРАХУВАННЯМ ДІЇ СИЛ ТЕРТЯ 9

1.1 Особливості складних інженерно-геологічних умов та специфіка ґрунтового середовища, характерного для території України 9

1.2 Огляд існуючих методів і конструктивних рішень щодо улаштування паль з ушир еною опорною частиною 13

1.3 Теоретичний аналіз несучої здатності паль з урахуванням дії сил тертя 28

2 ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БУРОВИХ ПАЛЬ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ВПЛИВУ СИЛ БІЧНОГО ТЕРТЯ ҐРУНТУ 36

2.1 Основи моделювання та розрахунків 36

2.2 Комп’ютерне моделювання взаємодії бурової палі з ґрунтовим масивом під впливом навантаження із застосуванням програмного забезпечення «PLAXIS Foundation» 38

2.3 Порівняльний аналіз роботи стандартних і уширених паль у звичайних та водонасичених ґрунтах 44

3 ОПТИМАЛЬНИЙ ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ПРОЦЕС ВСТАНОВЛЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ У ЩІЛЬНИХ ҐРУНТАХ 69

3.1 Визначення доцільної технології улаштування паль 69

3.2 Технологічні схеми улаштування паль 83

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 86

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ 87

ВСТУП

Актуальність теми. Будівництво пальових фундаментів в Україні відбувається в умовах підвищеної інженерно-геологічної складності, що зумовлена значною поширеністю структурно-нестійких та просадочних ґрунтів, а також різноманітністю їхніх фізико-механічних властивостей. У таких середовищах традиційні розрахункові методики нерідко виявляються недостатньо точними, адже не враховують специфіку роботи системи «ґрунт — паля», зокрема вплив довантажувальних сил тертя, які формуються по бічній поверхні паль у просадочних та водонасичених ґрунтах. Додаткову складність становить і те, що підземні конструкції займають до половини загальної тривалості будівництва та потребують значних фінансових витрат, а існуючі технології влаштування пальових основ не завжди забезпечують ефективність і контрольованість процесу. На цьому тлі зростає потреба у вдосконаленні підходів до оцінки несучої здатності бурових паль та в підвищенні достовірності визначення сил тертя ґрунту, що є критично важливим для забезпечення надійності конструкцій у складних інженерно-геологічних умовах. Тому комплексне дослідження дії довантажувальних сил тертя та їх впливу на роботу бурових паль становить актуальне наукове й практичне завдання, спрямоване на підвищення безпеки та довговічності фундаментів сучасних споруд.

Метою даної магістерської роботи є комплексне дослідження особливості формування несучої здатності бурових паль, зокрема паль тертя з уширенням, з урахуванням впливу сил тертя ґрунту.

Для реалізації поставленої мети додатково були визначені й виконані такі **завдання**:

1) Проведення комплексного аналізу наукових, методичних та технічних джерел, присвячених конструктивним особливостям, роботі та методам розрахунку бурових паль з урахуванням дії сил тертя по бічній поверхні.

2) Обґрунтування необхідністі подальшого дослідження взаємодії системи «бурова паля – ґрунт» та визначення ключових проблем, пов’язані з прогнозуванням несучої здатності та формуванням довантажувальних сил тертя.

3) Провести чисельне моделювання взаємодії паль з уширенням із ґрунтовим масивом за допомогою програмного комплексу PLAXIS, враховуючи вплив вертикальних навантажень та умов обводнення ґрунту.

Об’єкт дослідження: технологія улаштування бурових паль у складних інженерно-геологічних умовах.

Предмет дослідження: закономірності формування несучої здатності бурових паль з урахуванням дії сил тертя ґрунту по бічній поверхні та їх вплив на роботу пальових фундаментів.

Методи досліджень. Аналітичний огляд науково-технічної літератури та нормативної документації, методи теоретичного аналізу напружено-деформованого стану системи «паля–ґрунт», розрахункове моделювання несучої здатності паль з урахуванням сил тертя, порівняльний аналіз існуючих технологічних рішень та методів улаштування пальових фундаментів, систематизація отриманих результатів із формуванням практичних рекомендацій.

Наукова новизна полягає в тому, що запропоновано комплексну методику аналізу несучої здатності бурових паль, яка передбачає поєднання теоретичних розрахунків, порівняння з існуючими нормативами та використання узагальнених даних польових випробувань із врахуванням сил тертя.

Апробація роботи. Основні положення роботи опубліковані на IV Міжнародній науково-практичній дистанційній конференції «Modern Science: Trends, Challenges, Solutions» у секції «Технічні науки» (2025, м. Ліверпуль, Англія).

Структура роботи. Структурно робота складається з вступу, трьох розділів, висновків. Загальний обсяг 88 сторінок. Включає 59 рисунків, 6 таблиць, список використаних джерел з 18 пунктів.

1 АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГІЧНИХ ПІДХОДІВ ДО ОЦІНЮВАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ З УРАХУВАННЯМ ДІЇ СИЛ ТЕРТЯ

1.1 Особливості складних інженерно-геологічних умов та специфіка ґрунтового середовища, характерного для території України

Складні інженерно-геологічні умови становлять суттєву проблему для будівельної галузі, оскільки спричиняють значні фінансові витрати на облаштування надійної фундаментної конструкції або на виконання робіт із поліпшення властивостей ґрунтової основи, на якій планується зведення споруди.

Відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 [1], до категорії ґрунтів із специфічними властивостями належать: просідаючі ґрунти, набрякливі ґрунти, водонасичені біогенні відклади та мули, елювіальні ґрунти, засолені ґрунти, насипні й намивні ґрунти, здимальні ґрунти, водонасичені пухкі ґрунти.

Ґрунти зі специфічними характеристиками здатні проявляти додаткові деформаційні процеси в основі, що зумовлено особливостями їхнього фізико-механічного стану. Для мінімізації таких деформацій у ході проектування, спорудження, експлуатації та реконструкції об’єктів застосовують фундаментні системи, покликані зменшувати їхній вплив, або реалізують комплекс заходів із інженерної підготовки ґрунтової основи.

До просідаючих відносять лесоподібні зв’язні (глинисті) породи, окремі різновиди покривних зв’язних утворень, а також певні типи насипних глинистих мас, промислових відходів (колосниковий порох, зола та ін.). Під дією зовнішнього навантаження та власної маси, а іноді лише під впливом власної ваги при зволоженні, такі ґрунти можуть зазнавати вертикальних деформацій

просідання, спричинених різкою перебудовою їх внутрішньої структури ($e_{sl} \geq 0{,}01$ або сумарна деформація ≥ 1%).

Під час проектування фундаментів, що сприймають навантаження в умовах просідаючих ґрунтів, необхідно обов’язково враховувати можливість підвищення їх вологості внаслідок:

- зволоження ґрунтової товщі зверху під впливом зовнішніх джерел або знизу при піднятті рівня ґрунтових вод;
- поступового насичення вологою в результаті інфільтрації поверхневих стоків та екранувального ефекту поверхні.

Ґрунти, схильні до просідання, характеризуються такими параметрами:

- відносна просадність ε_{sl} – величина зменшення об’єму ґрунтової маси під дією певного тиску після її замочування;
- початковий тиск просідання p_{sl} – мінімальний рівень навантаження, при якому ґрунт починає проявляти просадні властивості за умов повного водонасичення;
- початкова вологість просідання ω_{sl} – найменше значення вологості, за якого запускається процес просідання ґрунту.

Інженерно-геологічні умови ділянок із просідаючими ґрунтами класифікують на такі типи:

- умови, у яких деформації просідання від зовнішнього навантаження проявляються переважно у верхній зоні $h_{sl.p}$, а деформації від власної ваги ґрунту практично не спостерігаються;
- умови, де, окрім просідання, викликаного зовнішнім навантаженням, формується також просадність під дією власної ваги в нижній частині основи $h_{sl.g}$. Можливі ситуації, коли навантаження на фундамент не спричинює просідання у верхньому шарі $h_{sl.p}$, проте деформації проявляються лише у нижній зоні $h_{sl.g}$.

Набрякливі ґрунти здебільшого представлені в’язкими породами, які при взаємодії з водою або хімічно активними розчинами здатні значно збільшувати свій об’єм.

Біогенні ґрунти та мули містять органічні речовини, сформовані з частково збережених решток рослинного та тваринного походження, а також продуктів їх розкладання, вміст яких за масою не перевищує 10%.

Мули являють собою водонасичені відклади, що переважно формуються у морських басейнах і містять органічну речовину у вигляді залишків рослинного походження та гумусових компонентів. До цієї категорії також належать заторфовані породи й торфи (болотні, озерні та озерно-болотні), а також піщані та пилувато-глинисті ґрунти з часткою органічних матеріалів від 0,1 до 0,5. Такі ґрунти найчастіше трапляються у заплавних зонах річок та на надзаплавних терасах. Якщо ж кількість органічних включень перевищує значення 0,5, ґрунт класифікується як торф.

До біогенних різновидів ґрунтів відносять і сапропелі — гелеподібні органо-мінеральні відклади, що утворюються на дні прісноводних водойм у результаті накопичення решток планктону, бентосних організмів та мінеральних часток.

Елювіальні ґрунти формуються внаслідок руйнування магматичних, осадових або метаморфічних порід і залишаються на місці їх залягання. Такі ґрунти частково зберігають структуру і текстурні особливості вихідної породи, а також фрагменти кори вивітрювання.

Засолені ґрунти представлені переважно пилувато-глинистими породами — глинами та суглинками, іноді з домішками гіпсованих пісків. Їх легко розпізнати за зовнішніми ознаками: білуватим соляним нальотом на поверхні, наявністю кристалічних включень у розрізі, а також солонувато-гіркуватим присмаком ґрунтової води. Іноді зустрічаються засолені супіски.

Насипні ґрунти охоплюють переміщені або штучно відсипані маси природного походження (техногенні утворення), структура яких є порушеною.

Вони формуються під час засипки ярів, балок, котлованів, ліквідації локальних понижень, використання ґрунтів із розробки траншей чи котлованів, у результаті планувальних робіт, вибухових та гірничих операцій відкритого типу, а також унаслідок нагромадження промислових відходів, будівельного чи побутового сміття (антропогенні відклади). Такі ґрунти характерні значною неоднорідністю складу, нерівномірною стисливістю, здатністю до самоущільнення з часом, а також додатковим ущільненням під дією вібрацій, зволоження та розкладання органічної складової насипу [2].

Намивні ґрунти являють собою природні породи, які переміщуються та укладаються за допомогою засобів гідромеханізації у межах річкових заплав, на надзаплавних терасах та на інших низинних ділянках рельєфу. Для таких робіт зазвичай рекомендується застосовувати піщані ґрунти, оскільки вони найкраще підходять для гідронаносу.

До ґрунтів, схильних до морозного здимання, відносяться дрібнодисперсні пилувато-глинисті утворення, дрібні та пилуваті піски, а також крупноуламкові породи з пилувато-глинистим заповнювачем. За наявності вологості, що перевищує певний критичний рівень до моменту промерзання, такі ґрунти при переході з талого стану в мерзлий збільшують свій об’єм. Це зумовлено утворенням кристалів льоду, льодових лінз та прошарків, що викликають здимання на 1% і більше.

Україна відзначається складними інженерно-геологічними умовами, що включають слабкі та структурно нестійкі ґрунти, а також лесові просадкові суглинки і супіски. У щільній міській забудові додатковою проблемою часто стає необхідність боротися з пливунами та нестійкими схилами.

Площа поширення лесових ґрунтів I типу становить 204,73 тис. км², що дорівнює приблизно 33,9% території України. Ґрунти лісового типу II категорії займають 62,4 тис. км², тобто близько 10,3% площі країни. Крім того, на значних територіях зустрічаються непросадкові лесові утворення, які займають орієнтовно 33,9% території держави (рис. 1.1).



Рисунок 1.1 – Лесові ґрунти України

1.2 Огляд існуючих методів і конструктивних рішень щодо улаштування паль з уширеною опорною частиною

У практиці будівництва одним із найефективніших та найнадійніших варіантів улаштування фундаментів залишається застосування пальових основ. Палі можуть працювати як стійки, що передають навантаження через нижній кінець на щільні ґрунти, так і як тертяні елементи, у яких навантаження передається переважно через бічну поверхню та частково через опорний майданчик. За способом улаштування їх поділяють на забивні та набивні.

На території колишнього СРСР широкого застосування набули палі Страуса, вібронабивні, чистотрамбовані, трамбовані палі Франкі, буронабивні, камуфлетні та інші різновиди. Зазначені типи паль продемонстрували хороші техніко-економічні показники та ефективність у роботі. Для їх виготовлення

застосовувався бетон не нижче М200, а сучасні аналоги відповідають класам міцності В12,5 або В20 [3].

Забивні палі виробляють на спеціалізованих підприємствах або полігонах і занурюють у ґрунт за допомогою ударних механізмів або вібровдавлювальних машин. Буронабивні палі формують безпосередньо в підготовлених свердловинах на будівельному майданчику. Забивні палі мають переважно стандартні типорозміри, тоді як набивні виконуються за індивідуальними проектами згідно з чинними нормативами.

Палі тертя є одним із найчастіших рішень, особливо у проєктах споруд невеликої поверховості. Мінімальний діаметр буронабивних паль визначають з умов міцності, але він не може бути меншим за 400 мм [4].

Буронабивні палі різних типів доцільно застосовувати при значних вертикальних і горизонтальних навантаженнях, у складних інженерно-геологічних умовах, а також там, де монтаж забивних паль технічно ускладнений або неможливий. Їх використовують для прорізання насипних ґрунтів з твердими включеннями, які перешкоджають зануренню забивних паль, а також у зонах щільної міської забудови та поблизу існуючих будівель [5].

Рекомендована довжина буронабивних паль становить не менше 10 м, а коротші палі слід застосовувати лише у випадках, коли використання забивних паль є неможливим.

У районах із вічномерзлими ґрунтами або за наявності агресивних підземних вод буронабивні палі не рекомендується використовувати. Також їх влаштування небажане при температурах нижче –10 °С через ризик замерзання глинистих розчинів.

З розвитком технологій стало очевидним, що для підвищення несучої здатності паль не завжди необхідно збільшувати їх діаметр по всій довжині. Значно ефективнішим є збільшення площі опорної частини, тобто формування розширеної п’ятки або розширення нижньої ділянки стовбура палі.

Завдяки створенню розширення основи значно підвищується несуча здатність палі, при цьому невеликий діаметр її стовбура (426–600 мм) дає змогу істотно економити бетон [6]. Для формування розширеної частини буронабивних паль застосовують різні методи: розбурювання ґрунту, його вдавлення чи розкочування, а також вплив електричних імпульсів на бетонну суміш. Розширена п’ятка може створюватися вибуховим способом або шляхом трамбування жорсткого бетону безпосередньо у свердловині.

Застосування буронабивних паль із розширенням не рекомендується в умовах, коли зона формування розширення потрапляє у піщані ґрунти, а також у випадках з фундаментами, що передбачають значну кількість паль. Оскільки в таких палях не передбачається армування п’яти, співвідношення діаметра розширення (D) до діаметра стовбура палі (d) повинно відповідати вимозі: $D/d \leq 3,2/4$. Для забезпечення конструктивної стійкості та міцності приймають, що кут розширення утворюваної площини становить 60° [7].

Формування розширення здійснюється шляхом вибірки ґрунту спеціальним буровим снарядом — розширювачем, оснащеним ріжучими елементами. Під час обертання ножі зрізають ґрунт, який надходить у ґрунтоприймальний відсік пристрою, після чого виймається на поверхню.

На рисунку 1.2 подано конструкцію бура-розширювача, що являє собою порожнистий циліндр із висувними ріжучими лопатями. Діаметр корпусу відповідає розміру свердловини під майбутню палю. Дві ріжучі лопаті, розміщені всередині, з’єднані важільним механізмом. Під час опускання пристрою в свердловину, лопаті знаходяться у закритому положенні всередині циліндра. Коли циліндр досягає дна, до бурової штанги прикладають осьове зусилля, внаслідок чого лопаті розкриваються та виходять за межі корпусу. Після цього на штангу передають крутний момент, запускаючи процес обертання. Внаслідок цього ґрунт зрізається та заповнює внутрішній об’єм циліндра. Після його заповнення снаряд піднімають для очищення [3].

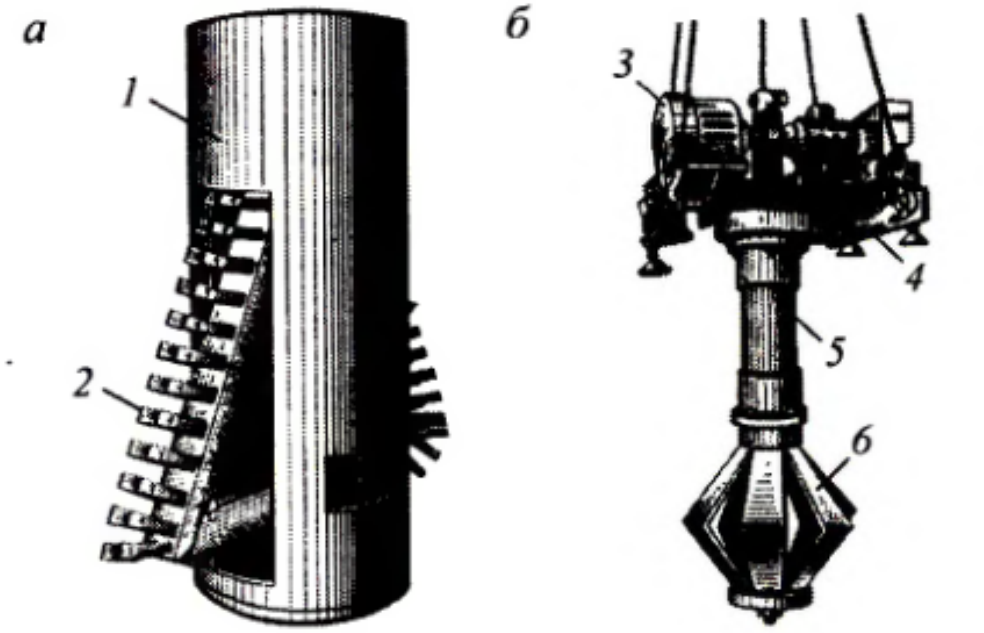


Рисунок 1.2 − Пристосування для розширення свердловин розбурювання (а) і статичним вдавленням (б) ґрунту: 1 - циліндр бура-розширювача; 2 - лопать; 3 - електричний мотор установки променевидного розширення свердловин; 4 - опорна рама; 5 - шток; б - плити-штампи

Штучне збільшення опорної площі палі також може відбуватися шляхом вдавлювання ґрунту у стінки свердловини за допомогою робочих плит-штампів розширювального механізму (див. рис. 1.2, б). У деяких технологіях застосовують спеціальні оболонки, які роздувають під тиском цементного розчину, внаслідок чого вони збільшують свій об’єм та формують необхідне розширення.

Під час формування розширення передача навантаження на ґрунтову основу здійснюється шляхом перекочування спеціалізованих бурових снарядів. Такі пристрої виконують роль рухомих робочих елементів у комплексах для обертального буріння. На рисунку 1.3 наведено приклад застосування розширювачів свердловин типу УРС-1М. Ці механізми забезпечують можливість збільшення діаметра порожнини до 1200 мм на будь-якій глибині у свердловині, початковий діаметр якої становить 600 мм.

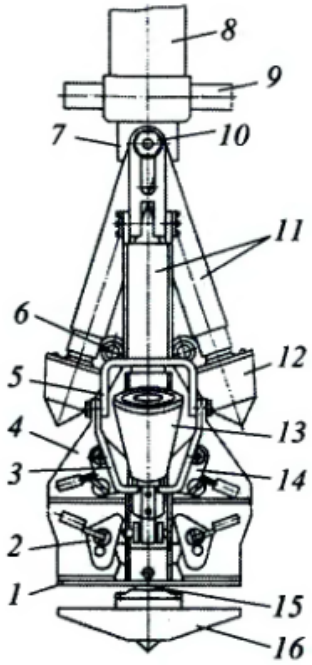


Рисунок 1.3 − Конструкція снаряду для розширення свердловин розкачуванням: 1 - диск; 2 - сухарі штанги; 3 - важіль шарніра; 4 - обойма; 5 - коромисла шарніра; 6 - опорний каток; 7 - втулка; 8 - буровий ставши; 9 - затвор; 10 - вісь; 11 - шарнірна система; 12 - віддають перевагу катанню ролики; 13 - прикатуючі ролики; 14 - сухарі обойми; 15- штанга; 16- центруюча опора

Конструкція УРС-1М передбачає використання квадратної штанги, що проходить крізь отвір бурового става, а також складної шарнірної системи, яка включає дві пари роликів — накатувальні та розгортальні. Додатково система обладнана опорними катками, що переміщуються по напрямних у корпусі обойми, через яку проходить штанга. Переміщення роликів забезпечується важільним механізмом із шарнірним з’єднанням; він автоматично розкривається під дією осьового навантаження при опусканні бурового става.

Обойма містить дві пари фіксаторів, які утримують її на штанзі в процесі роботи та забезпечують надійну фіксацію штанги в буровому ставі під час підйому інструмента зі свердловини. Вісь шарнірного механізму може рухатися

уздовж штанги та обойми за рахунок спеціальної втулки, що блокується затвором і конструктивно пов’язана з буровим ставом.

Палі з променевидним розширенням [3]. Променевидні розширення у буронабивних палях можуть формуватися за допомогою двох основних способів: розбурювання або вдавлення ґрунту. Для розбурювання використовують бури-розширювачі (див. Рис. 1.2, а) або пантографні розширювачі. Метод вдавлення ґрунту здійснюється спеціальними снарядами, обладнаними плитами-штампами (див. Рис. 1.2, б).

Пантографний розширювач (hис. 1.4) складається з ріжучого механізму та ґрунтозбірника. Ріжучий механізм являє собою систему шарнірно з’єднаних лопатей, закріплених на кінці бурової штанги. Після опускання інструмента у забій свердловини на штангу прикладають осьове навантаження, що спричиняє розкриття лопатей. Обертання штанги забезпечує зрізання ґрунту, який потрапляє у встановлену під ріжучим механізмом циліндричну баддю з зачіпними ножами на дні.

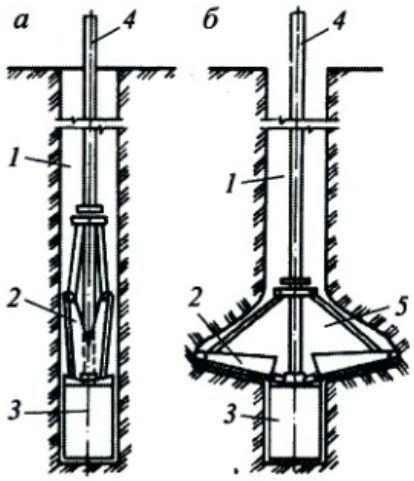


Рисунок 1.4 − Розбурювання ґрунту поширювачем пантографного типу: а - положення розширювача в свердловині до разбуривания ґрунту; б - те ж після розбурювання; 1 - свердловина; 2 - ріжучі ножі розширювача; 3 - ґрунтозбірнік; 4 - штанга; 5 – розширення

Основним недоліком бурів-розширювачів та пантографних розширювачів є циклічність роботи: до 30% часу витрачається на підйомно-спускні операції.

Палі з камуфлетною п'ятою [3]. При вибуховому способі створення розширення у свердловині застосовують камуфлетний вибух. Розміри утвореної порожнини залежать від властивостей ґрунту, а також кількості та типу вибухової речовини.

Вперше технологію розширення паль за допомогою камуфлетного вибуху застосував Вильгельмі у 1901 році. Свердловини під палі Вильгельмі обсаджувалися трубами, після видалення ґрунту в які опускали заряд вибухівки та заповнювали свердловину бетонною сумішшю. Обсадна труба слугувала набійкою. Вибух формував розширену порожнину, після чого палі завершували бетонувати та витягували обсадні труби.

У 1941 році запропонували спрощену технологію, що дозволяла уникнути трудомісткого видалення ґрунту з обсадної труби. Металеву оболонку з закритим кінцем занурювали у ґрунт, заряд розміщували в центрі конічного наконечника оболонки (рис. 1.5), враховуючи необхідність вибуху наконечника. Після вибуху в свердловину опускали арматурний каркас і заповнювали залишок бетонною сумішшю. Такі палі застосовувалися у середині XX століття при будівництві мостових опор як палі глибокого закладення.

З часом технологію модифікували залежно від типу ґрунту, глибини залягання та наявного обладнання, проте загальна послідовність робіт залишилася незмінною.

Бурові палі з камуфлетною п'ятою [8]. Для підвищення надійності бурових паль у свердловинах, частково заповнених бетонною сумішшю, застосовують палі заводського виготовлення, які встановлюють після вибуху відповідно до послідовності робіт, наведеної на рис. 1.6.

Застосування камуфлетного розширення доцільне в тих випадках, коли нижня частина палі розташована у стійких зв'язкових ґрунтах. Для малозв'язних або незв'язних ґрунтів необхідне використання обсадних інвентарних труб.

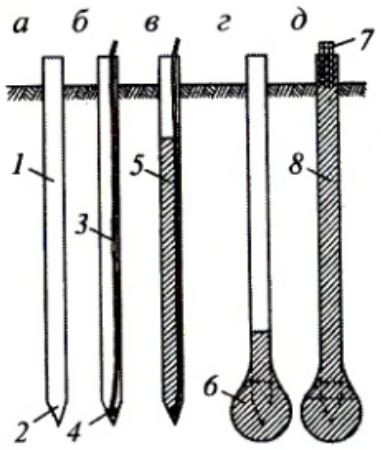


Рисунок 1.5 − Технологічна схема для виготовлення паль з камуфлетной п'ятої: 1 - порожниста оболонка; 2 - конічний наконечник; 3 - вибухова сіть; 4 - заряд вибухової речовини; 5 - бетонна суміш; 6 - камуфлетного розширення; 7 - арматурний каркас; 8 - паля

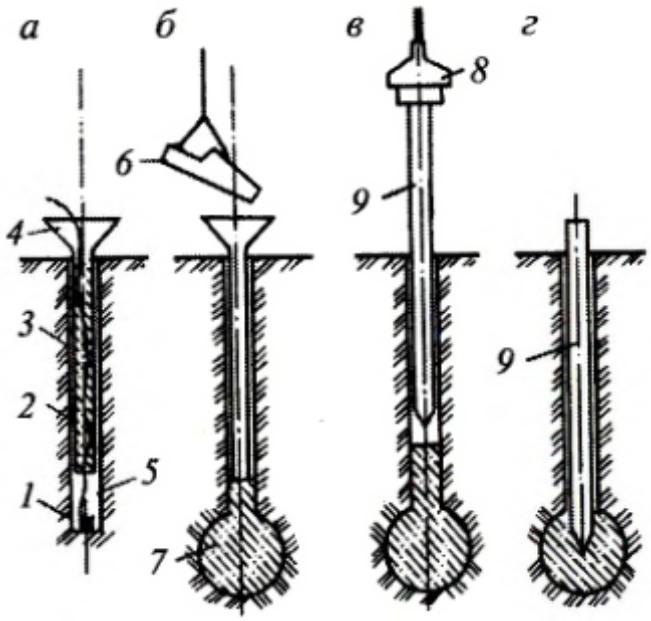


Рис. 1.6. - Технологічна схема виготовлення буроопускних паль з камуфлетним розширенням: 1 - заряд; 2 - провід до підривної машині; 3 - обсадна труба; 4 - воронка; 5 - бетонна суміш; б - баддя; 7 - камуфлетне розширення; 8 - віброзанурювач; 9 - залізобетонна паля

Труби при цьому опускають не на всю глибину свердловини, а на 0,8–1,2 м вище забою, щоб запобігти деформації їх кінця під час вибуху. Використання камуфлетного розширення не рекомендоване у водонасичених пилуватих пісках, текучих і текуче-пластичних глинистих ґрунтах, а також у великоуламкових і скельних ґрунтах.

Головною перевагою цієї технології є значне підвищення несучої здатності палі завдяки розширенню нижньої частини, що збільшує площу контакту з ґрунтом.

Водночас технологія має обмеження, які звужують сфери її застосування. Зокрема, використання таких паль у щільно забудованих районах або поблизу вибухонебезпечних підприємств ускладнене. Для зберігання вибухових матеріалів на будівельному майданчику потрібні спеціально обладнані склади. Крім того, камуфлетне розширення не дозволяє здійснювати ефективний контроль якості виконання, а після вибуху існує ризик обвалу верхніх шарів ґрунту та розшарування бетонної суміші. Для реалізації технології потрібен дозвіл на підривні роботи, які виконуються лише спеціалізованими організаціями.

Буроопускні палі із застосуванням разрядно-імпульсної технології. Вперше використання електрозарядної технології для ущільнення водонасичених пісків, супісків та лесовидних суглинків запропонував Г. М. Ломізе у галузі геотехніки.

Принцип разрядно-імпульсної технології полягає у впливі на свердловину, заповнену дрібнозернистим бетоном або цементним розчином, серією високовольтних електричних імпульсів. Ці розряди генерують електрогідравлічний ефект, що одночасно формує стовбур палі або анкера та ущільнює навколишній ґрунт, підвищуючи його несучу здатність. У результаті обробки діаметр початкової свердловини (130–300 мм) може збільшуватися більш ніж удвічі, залежно від поданої енергії та геологічних умов на майданчику.

Це призводить до ущільнення ґрунту та зменшення його пористості у зоні впливу імпульсного розряду.

Для реалізації процесу використовують генератор імпульсних струмів (ГІС), що складається з трансформатора, випрямляча, накопичувача енергії, комутатора та блоку керування. Генератор підключається до випромінювача, встановленого у свердловині з бетонною сумішшю або цементно-піщаним розчином (рис. 1.7). Енергія накопичувача, представленого конденсаторними батареями, передається до випромінювача, що занурений у суміш.

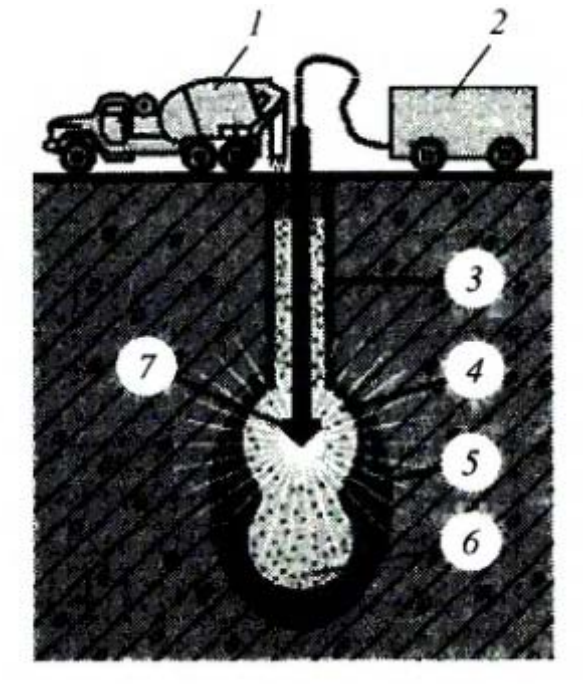


Рисунок 1.7 − Формування розширення палі з використанням разрядно-імпульсної технології: 1 - машина для подачі бетонної суміші; 2 - генератор імпульсних струмів; 3 - свердловина до обробки; 4 - зона цементації ґрунту; 5 - зона ущільнення ґрунту; б - камуфлетного розширення в основі палі; 7 - випромінювач

Під час роботи електроенергія подається на електроди випромінювача, формуючи високовольтний розрядний канал з підвищеними температурою та тиском. У порожнині утворюється плазмовий канал у парогазовому середовищі, де тиск зростає, а температура досягає 10^4–10^5 °С. Це створює хвилі стиску у

навколишньому ґрунті. Електрична енергія перетворюється на електродинамічні збурення, що розширюють канал розряду. Коли тиск у порожнині знижується нижче гідростатичного тиску бетонної суміші, відбувається її стискання, що додатково ущільнює матеріал. Ступінь ущільнення визначають шляхом контролю осадки бетонної суміші відносно гирла свердловини після завершення серії розрядів.

Для формування пальових елементів та ущільнення ґрунтової товщі застосовують енергію високовольтних імпульсів, величина яких зазвичай становить 20–60 кДж на один розряд, а частота подачі імпульсів коливається від 3 до 20 циклів за хвилину. Якщо ж розрядно-імпульсна технологія використовується для цементації контактної зони «фундамент–основа», енергія одиничного імпульсу зменшується і, як правило, знаходиться в межах 5–15 кДж.

Застосування електророзрядних імпульсів потужністю до 60 кДж дає змогу обмежити прояви динамічних впливів за межами ділянки обробки, що дозволяє виконувати роботи без ризику пошкодження вже наявних або підсилюваних конструкцій, розташованих поблизу. Розрядно-імпульсна технологія належить до екологічно безпечних методів та забезпечує можливість формування пальових та анкерних елементів різної конфігурації, у тому числі зі штучними уширеннями на одному або кількох рівнях.

Палі, виготовлені із застосуванням цього методу, отримали назву «палі РІТ». Методичні основи використання електророзрядного впливу для їхнього створення були розроблені у 1993 році. У 1997 році були опубліковані «Рекомендації щодо застосування паль РІТ», де описано регламент виконання технологічного процесу та наведено методику інженерного розрахунку таких елементів.

Технологічна схема виготовлення паль РІТ охоплює такі основні етапи:

1. Виконання буріння свердловини.

2. Заповнення стовбура свердловини цементним розчином або бетонною сумішшю.

3. Електророзрядне опрацювання заповненої свердловини на визначених позначках.

4. Установлення армувального каркаса у сформовану порожнину.

Переваги застосування разрядно-імпульсної технології полягають у наступному:

- Використання компактних і мобільних установок, що дозволяють виконувати роботи з підвальних приміщень, цокольних або перших поверхів будівель (мінімальна висота – 2,4 м), без створення незручностей для мешканців верхніх поверхів або сусідніх споруд.
- Можливість проведення робіт без застосування обсадних труб у нестійких ґрунтах завдяки ефективному зміцненню стінок свердловини.

Палі РІТ демонструють тримальну здатність, що перевищує аналогічні показники бурових паль, виготовлених традиційними способами, у 1,5–2,5 рази. Такий ефект обумовлений одночасним збільшенням діаметра стовбура, ущільненням ґрунту навколо нього та під п’ятою палі. Опір ґрунту під п’ятою зростає в 1,3–2,0 рази, а по бічній поверхні – в 1,2–1,5 рази.

Однією з сучасних модифікацій розрядно-імпульсної технології є магнітно-імпульсна обробка бетонної суміші, яка значно підвищує міцність і однорідність дрібнозернистого бетону, а також поліпшує надійність і довговічність паль РІТ. Такі палі успішно застосовуються як при будівництві нових споруд, так і під час реконструкції існуючих будівель. Допустимий нахил паль щодо вертикалі не повинен перевищувати 20°.

Основні сфери використання паль РІТ включають:

1. Формування пальових фундаментів для нових будівель у щільній забудові або при обмеженому просторі поблизу існуючих споруд.

2. Будівництво огороджувальних конструкцій, що імітують стіни з дотичних паль або стін у ґрунті. Використання паль РІТ у таких захисних конструкціях дозволяє мінімізувати видалення ґрунту під час буріння, при цьому отримана конструкція за жорсткістю та водонепроникністю практично не

поступається класичній стіні в ґрунті. Крім того, вона здатна витримувати значні вертикальні навантаження, оскільки ґрунт навколо паль ущільнюється, а піски додатково цементуються, що дозволяє розташовувати палі на більших відстанях одна від одної.

3. Підсилення існуючих фундаментів шляхом передавання на палі всієї або частини навантаження від споруди при змінах архітектурно-планувальних рішень (надбудови, збільшення прольотів, навантажень або висоти підвального поверху). При необхідності технологія електророзряду може застосовуватися для цементації цегляних або бетонних мурів фундаментів, при цьому енергія розрядів підбирається у діапазоні 0,3–1,5 кДж, а частота імпульсів коливається від 10 до 150 ударів за хвилину.

При підсиленні існуючих фундаментів конструктивні прийоми майже не відрізняються від тих, що застосовуються для нових паль. Особливості виробництва паль РІТ при зведенні нових будівель аналогічні. Завдяки високій несучій здатності при невеликих діаметрах і довжині буріння, палі діаметром 150–250 мм можуть витримувати навантаження, що не поступається забивним пальним перетином 300×300 мм при тій же глибині закладення.

Палі типу "Харлей Еббот" включають обсадну товстостінну трубу діаметром 40 см із вставленим сердечником, що виступає вниз на 1,25–1,5 м. Розширена голівка сердечника спирається на обсадну трубу. Технологічний процес виготовлення передбачає:

1. Вбивання сердечника в ґрунт (рис. 1.8, а).

2. Витяг сердечника, подачу бетонної суміші в трубу та піднімання обсадної труби (рис. 1.8, б).

3. Формування розширення за допомогою ударів сердечника по бетонній суміші (рис. 1.8, в).

4. Завершення бетонування, вилучення обсадної труби та формування головки палі (рис. 1.8, г).

Палі типу "Макартура", що не мають захисної оболонки, виготовляють шляхом вбивання сталевих труб діаметром 35 см разом із наконечником. Бетонування виконується одноразово при вилученні труби. Сердечник, що опускається на бетонну суміш за допомогою молота, забезпечує щільне ущільнення та контакт бетону з навколишнім ґрунтом. Розширення основи досягається трамбуванням бетонної суміші. Довжина таких паль може досягати 18 м.

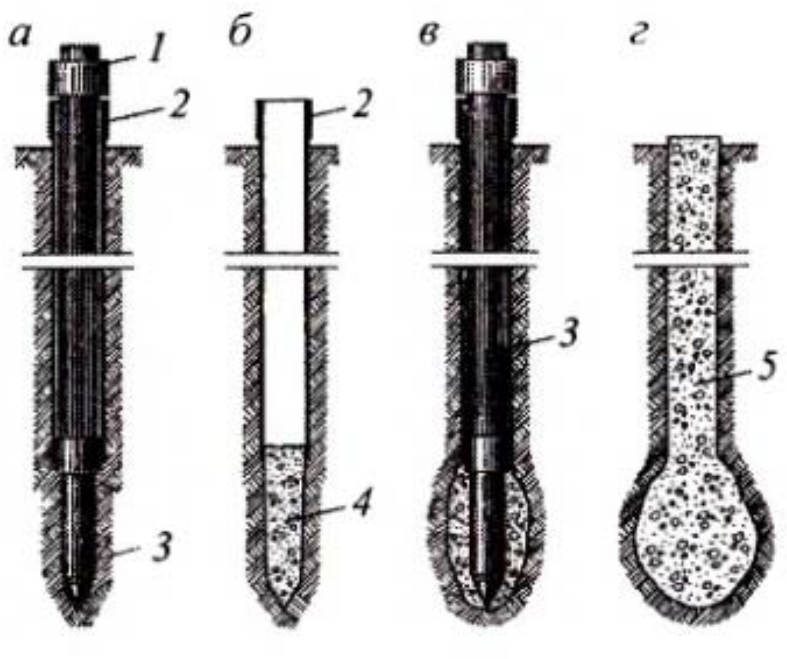


Рисунок 1.8 – Технологічна схема виготовлення паль «Харлей Еббот": 1 – оголовок сердечнику; 2 – обсадна труба; 3 – сердечник; 4 – бетонна суміш; 5 – паля

Вібронабивні палі [5] виготовляються за наступною технологією:

1. Обсадна труба з наконечником, що втрачається, занурюється в ґрунт під впливом вібрацій, які створює віброзанурювач, жорстко закріплений на верхньому торці труби-поршня.

2. Проводиться візуальна перевірка герметичності порожнини та відсутності ґрунтових вод, після чого всередину встановлюється арматурний каркас-циліндр.

3. Обсадна труба заповнюється бетоном через верхній торець за допомогою бадді, бетононасоса або бетонолітної труби.

4. Розширення палі формується шляхом переміщення обсадної труби-поршня вгору-вниз вздовж арматурного каркасу до появи відмови, контрольованої бортовим комп'ютером. У процесі ущільнення бетону долив здійснюється через мірну ємність у верхній частині труби для досягнення необхідного обсягу розширення.

5. Вібраційне витягування обсадної труби-поршня одночасно ущільнює бетон у стовбурі палі та формує її головку. Додаткове ущільнення ґрунту поршнево-циліндровою системою збільшує площу опори на ґрунт (діаметр палі зростає в 1,8–3 рази), що значно підвищує несучу здатність буронабивної палі.

Позитивні властивості технології [9]:

1. Зниження матеріалоємності порівняно з іншими методами улаштування паль без розширення завдяки підвищеній несучій здатності одиничного пальового елемента. Вдавлювання палі сприяє ущільненню ґрунту, що додатково збільшує його тримальну здатність і дозволяє зменшити загальні витрати на фундамент.

2. Відсутність необхідності видаляти ґрунт, оскільки палі вдавлюються без розробки котловану, що знижує витрати на вивезення ґрунту та підвищує екологічну безпеку робіт.

3. Можливість застосування паль у більшості типів ґрунтів, за винятком скельних масивів, які можуть використовуватися як опорна база для нижньої частини палі.

4. Регулювання несучої здатності набивних паль із розширенням здійснюється шляхом контролю об’єму ущільненого щебеню чи іншого заповнювача.

5. Екологічність процесу — відсутність шуму, значних динамічних коливань та викидів продуктів згоряння дозволяє застосовувати технологію в умовах щільної міської забудови.

Недоліки технології [10]:

1. Ускладнене проведення статичних випробувань через необхідність прикладання значних навантажень, що обмежує точність оцінки реальної тримальної здатності пал.

2. Складність використання обсадних труб при виготовленні паль із розширенням на крутих схилах та в умовах високого рівня ґрунтових вод.

1.3 Теоретичний аналіз несучої здатності паль з урахуванням дії сил тертя

Перші нормативні документи, що регламентували проектування будівель і споруд на просадочних ґрунтах, були розроблені ще на початку 1930-х років. У нормативних актах та зарубіжній науковій літературі сили, що виникають на контакті бічної поверхні палі з ґрунтом у слабких або насипних товщах під впливом навантаження зверху, часто позначають як «негативне тертя» або «довантажувальне тертя».

При проектуванні пальових фундаментів довантажувальні (негативні) сили тертя необхідно враховувати у тих випадках, коли умовна швидкість деформацій ґрунтового масиву навколо палі перевищує швидкість осідання самої палі. Це зазвичай проявляється при використанні структурно нестійких

ґрунтів, зокрема насипних, а також у випадках розвитку аналогічних деформацій у ґрунтовій товщі.

На сьогодні діють нормативи та рекомендації, які регламентують визначення та розрахунок довантажувальних сил тертя ґрунту при оцінці несучої здатності паль під дією вдавлюючих і висмикуючих навантажень. Проте такий підхід має обмеження: розвиток довантажувальних сил тертя по бічній поверхні палі безпосередньо пов’язаний із деформаціями ґрунтового масиву. Ігнорування змін у напруженому стані основи при застосуванні дослідного вертикального навантаження призводить до суттєвої невірності оцінки. Це свідчить, що існуючі методики визначення розрахункового навантаження на палі в просадочних ґрунтах не враховують особливості формування довантажувальних сил тертя, що робить їх некоректними та потребує вдосконалення [11].

У сучасному будівництві нерідко виникає необхідність передавати на фундаменти значні зосереджені навантаження, що обумовлює застосування пальових фундаментів із підвищеною несучою здатністю. Досягнення цього ефекту забезпечується зміною напружено-деформованого стану та поліпшенням фізико-механічних властивостей ґрунту. Досвід будівництва на структурно нестійких ґрунтах демонструє, що вони здатні осідати під дією різних факторів, зокрема при проєктувальних помилках у розрахунках пальових фундаментів, коли недооцінюються невеликі додаткові навантаження від слабких або насипних шарів ґрунту, розподілені на значних площах, за умови близької до одновимірної напруженості. Незалежно від причин осідань навколо палі, здатність ґрунтового масиву до самостійного осідання завжди потребує ретельного врахування при проектуванні пальових фундаментів.

Таке осідання може суттєво змінити умови взаємодії палі з ґрунтом, а у деяких випадках — призвести до аварійних ситуацій під час експлуатації будівель та споруд. У цьому контексті ключову роль відіграють довантажувальні (негативні) сили тертя ґрунту, що діють на бічну поверхню паль, коли

переміщення ґрунтового масиву навколо палі перевищують власні переміщення самої палі (рис. 1.9).

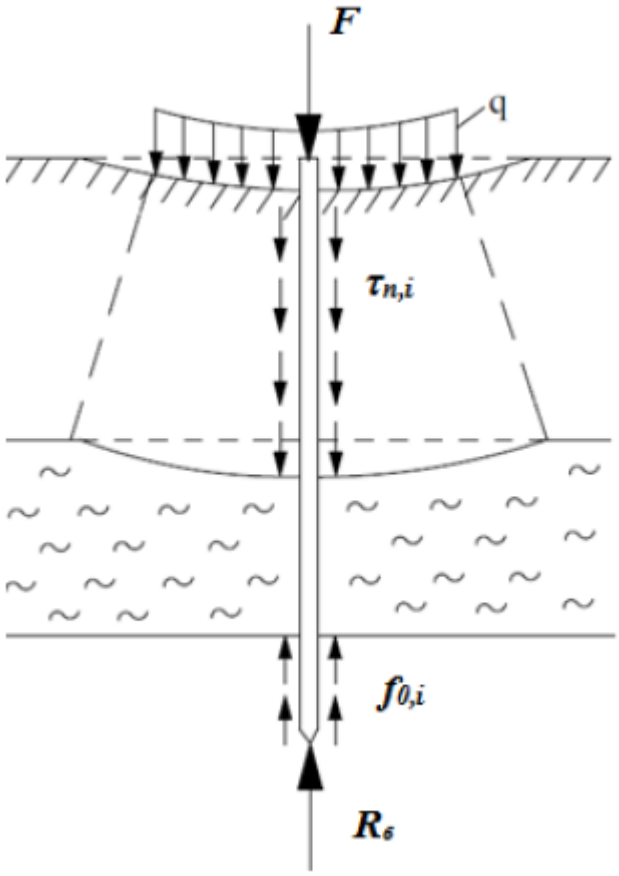


Рисунок 1.9 – Схема розподілення опору ґрунту при розвитку довантажувальних сил тертя ґрунту, що діють по бічній поверхні палі

Слід зазначити, що виникнення довантажувальних сил тертя ґрунту спостерігається частіше, ніж зазвичай вважають, і може проявлятися навіть у ґрунтах середньої міцності.

Вперше на проблему розвитку довантажувальних сил тертя у слабких ґрунтах звернув увагу К. Терцагі, який увів поняття «нейтральна точка», пізніше перейменоване на «нульову точку». Дослідження показали, що довантажувальні (негативні) сили тертя ґрунту можуть проявлятися навіть при осіданні ґрунту навколо палі, незалежному від власного осідання палі. Вище нейтральної точки діють саме довантажувальні сили тертя, а нижче — сили опору, що сприймають

навантаження і протидіють осіданням палі. Під дією додаткового навантаження на поверхні ґрунту пласти ґрунту навколо палі починають осідати, додатково навантажуючи бічну поверхню палі негативними силами тертя, що призводить до збільшення навантажень на вістрі палі та спричинює значні осідання.

На рисунку 1.10 схематично показані три класичні варіанти роботи палі, які можуть зустрічатися на практиці. Більшість методів прогнозування осідань фундаменту базується на теорії фільтраційної консолідації, при цьому окремі дослідження зосереджуються лише на вивченні осідань палі та навколишнього ґрунту з одночасною фіксацією глибини водонасиченого шару. Деформація слабкого (часто водонасиченого) шару відбувається поступово, тому для розрахунку доцільно використовувати кінцеве осідання ґрунту, яке рекомендується оцінювати у точках, безпосередньо прилягаючих до стовбура палі.

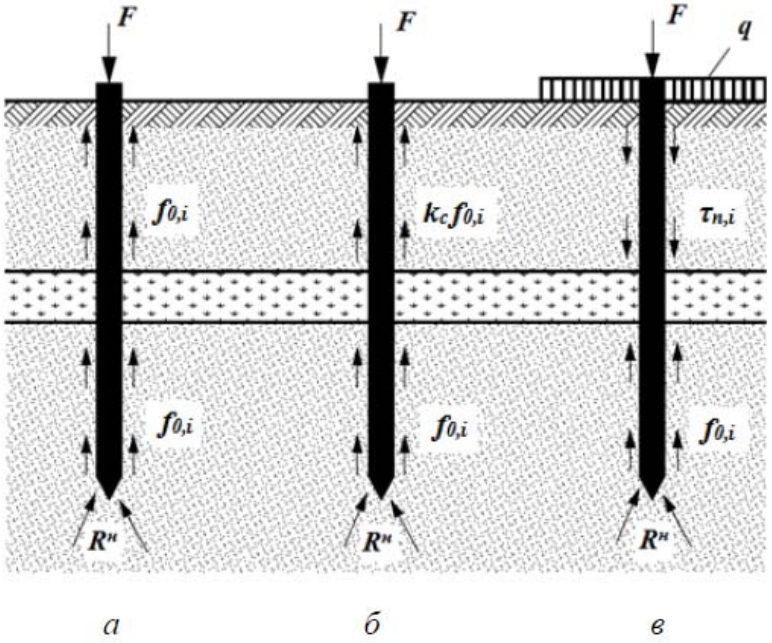


Рисунок 1.10 – Класичні схеми роботи навколопальового масиву грунту при наявності структурно-нестійкого грунту: а – при визначенні несучої здатності палі тертя у верхньому шарі грунту враховується повністю; б – величина приймається зниженою; в – розглядається дія сил тертя, що довантажують палю (довантажувальні сили тертя грунту)

Позначення *S*ст характеризує зменшення товщини слабкого шару ґрунту (рис. 1.11) та дозволяє кількісно оцінити зміни в осіданнях під впливом довантажувальних сил тертя.

$$S_{ст} = h_{ш} - h_{д} \tag{1.1}$$

де *h*ш – величина слабкого шару грунту;

*h*д – величина деформації слабкого шару грунту.

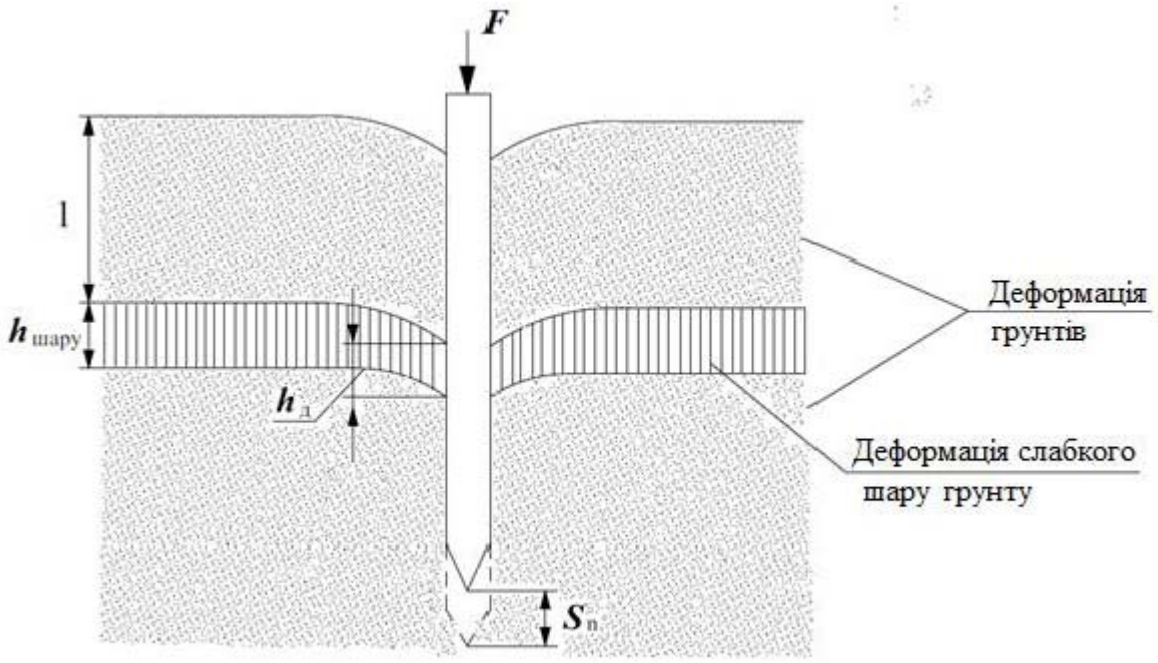


Рисунок 1.11 – Схема деформації просадочного шару грунту

При короткочасному прикладанні навантаження загальне осідання слабкого шару ґрунту може залишатися мінімальним. У сучасних джерелах відсутні достатньо повні та надійні методи прогнозування розвитку довантажувальних сил тертя у просадочних ґрунтах. Для визначення напружень у підставі одиночної палі в умовах нашарувань слабких ґрунтів доцільніше

застосовувати рішення Буссінеска, яке краще відображає поведінку таких систем, ніж класичне рішення Міндліна.

На основі методики Буссінеска Ю.В. було запропоновано будувати епюри роботи системи «просадочний ґрунт — паля», що дозволяє визначити величину вертикального тиску, який діє на покрівлю слабкого шару ґрунту (див. рис. 1.12). На основі чисельних досліджень, проведених для оцінки несучої здатності паль з урахуванням довантажувальних сил тертя, була запропонована узагальнена розрахункова схема для паль, занурених у слабкі (просадочні).

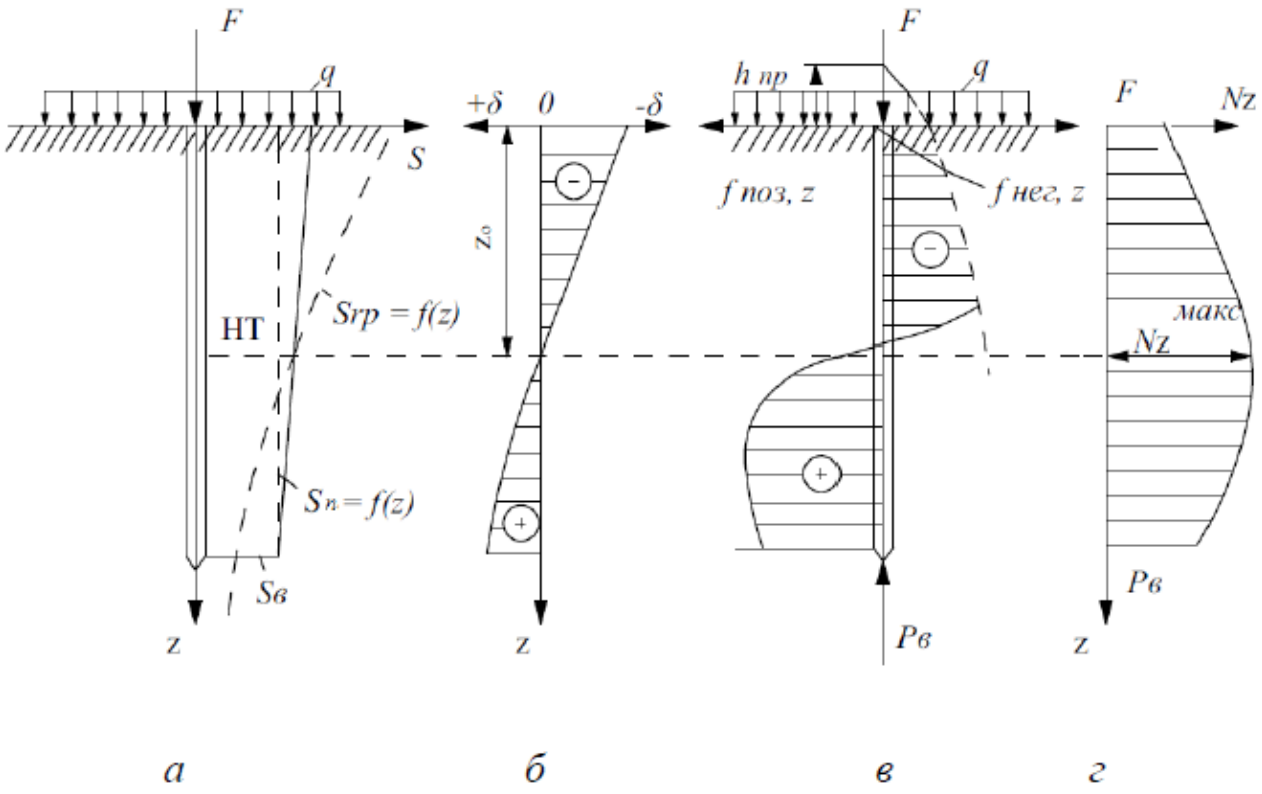


Рисунок 1.12 – Умови розвитку тертя по бічній поверхні палі у грунтовому масиві, що просідає: а – епюри Sгр = f(z) й Sп = f(z) осідання грунту й палі; б – епюра відносних переміщень грунту й палі δ=f(z); в – епюра бічного тертя fz = f(z); г – епюра поздовжніх зусиль у палі Nz = f(z)

На схемі показано характер переміщень вертикальної висячої палі у просадочних ґрунтах, а також вплив зовнішніх сил і довантажувальних сил тертя на стадії завершених осідань палі та ґрунту. Було встановлено, що для

розрахунку несучої здатності палі необхідно визначити ординату z0. Ця величина дозволяє враховувати прикладені до палі сили: активні («негативне» тертя та навантаження від споруди) і реактивні («позитивне» тертя та опір ґрунту під нижнім кінцем палі). Дослідження показали, що розвиток сил бічного тертя ґрунту відповідає невеликим зсувам осідаючого ґрунту навколо палі, що збігається з типовими умовами та може бути прийнятним для складних нашарувань ґрунту.

Згідно з цією схемою (див. рис. 1.12) було запропонувано рівняння рівноваги сил, які діють на палю після завершення осідань, включаючи вплив довантажувальних (негативних) сил тертя ґрунту.

$$P + u\sum_{0}^{z_0} f_{нег,z}, dz = P_в + u\sum_{z_0}^{l} f_{поз,z} dz, \tag{1.2}$$

де u та l – периметр поперечного перерізу палі та її довжина відповідно.

У випадках значного впливу поздовжніх деформацій паль на бічний опір ґрунту (подовження під час витягування палі або скорочення при її вдавлюванні) довантажувальні сили тертя на бічній поверхні палі виявляються меншими за сили бічного опору, які виникають при витягуванні палі з ґрунту.

$$f_{нег,z} \leq f_{висм,z}, \tag{1.3}$$

де $fнег,z$ – негативне (довантажувальне) тертя на глибині $z \leq zk$;
zk – ордината верхньої межі граничної кривої;
$fвисм,z$ – бічне тертя на тій же глибині при висмикуванні тієї ж палі.

Була запропонована схематична залежність зміни величини довантажувального бічного тертя ґрунту по глибині при вдавлюванні та витягуванні палі (рис. 1.13)

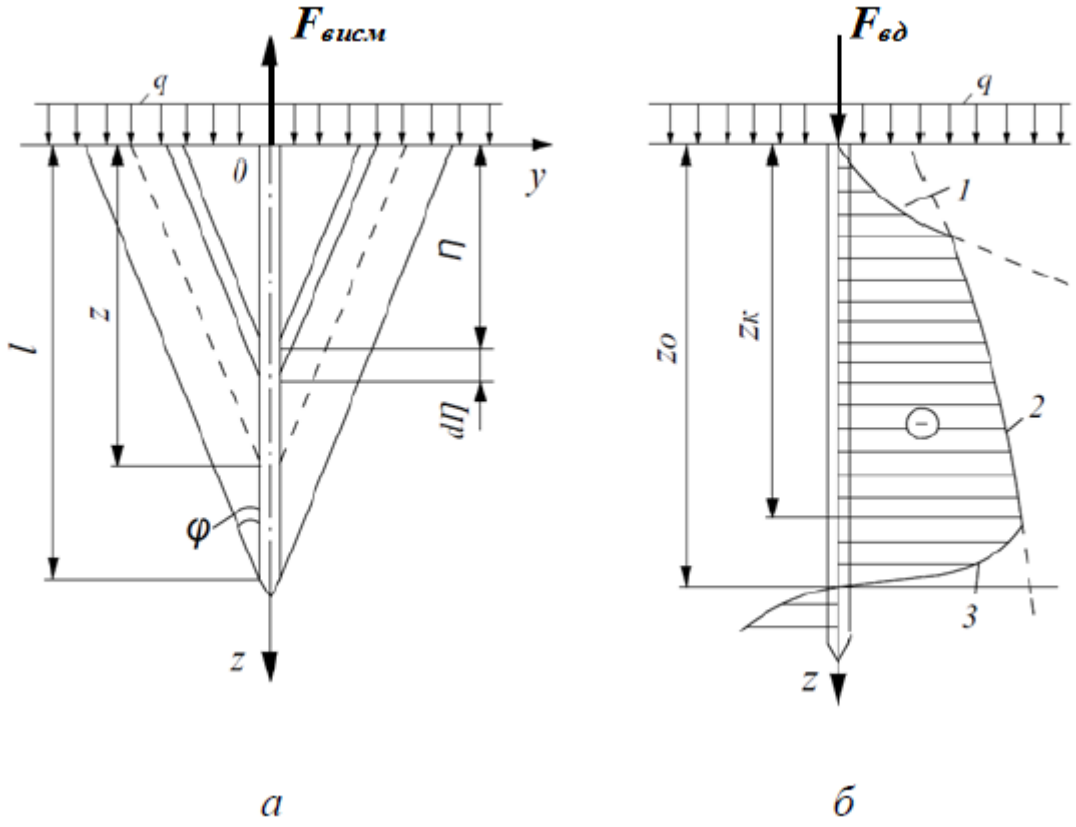


Рисунок 1.13 – Умови розвитку тертя по бічній поверхні палі у грунтовому масиві, що просідає: а – епюри Sгр = f(z) й Sп = f(z) осідання грунту й палі; б – епюра відносних переміщень грунту й палі δ=f(z); в – епюра бічного тертя fz = f(z); г – епюра поздовжніх зусиль у палі Nz = f(z)

.

На основі цих характеристик для розрахунку паль, що взаємодіють із просадочним ґрунтом, запропоновано рівняння для визначення розрахункового значення негативних (довантажувальних) сил тертя ґрунту fнегf_{\text{нег}}fнег на глибині −z-z−z.

$$f_{нег,z} = k_{нег} \cdot m_{нег} \cdot f_z^н, \qquad (1.4)$$

2 ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БУРОВИХ ПАЛЬ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ВПЛИВУ СИЛ БІЧНОГО ТЕРТЯ ҐРУНТУ

2.1 Основи моделювання та розрахунків

При проектуванні фундаментів важливо ретельно оцінювати поведінку ґрунтових масивів. У сучасній інженерній практиці це завдання ефективно вирішується за допомогою програмного комплексу PLAXIS, який орієнтований на комплексне моделювання напружено-деформаційного стану системи «ґрунт–споруда» як під час будівництва, так і в процесі експлуатації. Для проведення розрахунків програма застосовує метод кінцевих елементів [12].

У PLAXIS при створенні геометричної моделі ґрунтовий масив ділиться на ізопараметричні трикутні елементи з 15 вузлами, у яких переміщення визначаються у всіх вузлах, а напружений стан – у 12 контрольних точках. Для опису поведінки ґрунту під навантаженням може використовуватися пружнопластична модель Кулона–Мора, що включає п’ять ключових параметрів: модуль Юнга E, коефіцієнт Пуассона ν, кут внутрішнього тертя φ, зчеплення та кут дилатансії ψ, який характеризує зміну об’єму ґрунту при навантаженні.

Чисельне моделювання у PLAXIS дозволяє виконувати розрахунки фундаментів різного типу — дрібного закладення, пальових, а також комбінованих конструкцій, наприклад, пальово-плитних. Моделювання стадійності будівництва дає змогу оцінювати осідання та нахили споруди на будь-якому етапі, включно з періодом експлуатації. Розрахунки забезпечують оптимізацію конструкції фундаменту, врахування впливу ґрунтових подушок, армування, а також застосування інших способів посилення основи та вирівнювання осадок [13].

PLAXIS дає інженеру змогу оперативно порівнювати різні проектні варіанти з урахуванням низки факторів, що впливають на вибір оптимального рішення:

- геологічна структура неоднорідного ґрунтового масиву та його властивості;
- будівництво на обмеженій території з близько розташованими будівлями та інженерними комунікаціями;
- технологічні особливості зведення споруди та штучне поліпшення ґрунтів;
- вплив статичних і динамічних навантажень під час будівництва і в період експлуатації.

Комплекс PLAXIS на сьогодні включає ряд прикладних модулів для кінцево-елементних розрахунків складних геотехнічних систем із різними інженерними об’єктами, у тому числі транспортними спорудами:

- PLAXIS 2D — для статичних розрахунків напружено-деформаційного стану, стійкості та фільтраційних процесів у плоскій постановці;
- Dynamics Module — доповнення до PLAXIS 2D для розрахунків під дією циклічних, імпульсних і сейсмічних навантажень;
- PlaxFlow Module — модуль для аналізу складних режимів фільтрації у водонасичених і ненасичених ґрунтах;
- PLAXIS 3D — призначений для тривимірних розрахунків деформацій та стійкості просторових конструкцій разом із ґрунтовою основою.

У PLAXIS реалізована концепція зручного програмного забезпечення для інженерів-проектувальників, які не обов’язково мають глибокі знання в області чисельних методів чи сучасної нелінійної механіки ґрунтів.

У цій програмі ґрунт розглядається як багатокомпонентна система, що включає тверді частинки, воду та газ, де може формуватися тиск порової води, включаючи гідростатичний та надлишковий тиск. Це враховується у

спеціалізованих розрахунках, таких як моделювання процесів фільтрації та консолідації. PLAXIS надає можливість послідовного моделювання етапів будівництва, включаючи виїмку та насипання ґрунту, прикладання різноманітних навантажень за величиною та напрямком, а також створення сценаріїв надзвичайних ситуацій для оцінки їхнього впливу на поведінку споруди.

2.2 Комп'ютерне моделювання взаємодії бурової палі з ґрунтовим масивом під впливом навантаження із застосуванням програмного забезпечення «PLAXIS Foundation»

Для підтвердження ефективності запропонованої аналітичної методики визначення довантажувальних сил тертя по бічній поверхні паль було виконане чисельне моделювання взаємодії бурових паль із ґрунтовим масивом, що включає структурно-нестійкі ґрунти (насипні та інші), із урахуванням специфіки формування розрахункової схеми при експлуатації паль під висмикуючими навантаженнями.

У дослідженнях наводяться результати аналізу взаємодії паль у структурно-нестійких ґрунтах із використанням методу кінцевих елементів (МЕЕ), реалізованого в програмному комплексі «PLAXIS 2D Foundation» (версія 1.6), для моделювання натурних випробувань грунту з палями. Було враховано різні моделі ґрунтової основи та умови контакту «паля – ґрунтова основа», а також специфіку роботи паль під дією висмикуючих навантажень із застосуванням стандартних інструментів PLAXIS та моделі ґрунту за критеріями міцності Мора-Кулона, що безпосередньо впливають на точність розрахунків. Запроповано методику вирішення таких завдань, що включає наступний порядок:

I етап – розв’язання пружної задачі компресії ґрунту під власною вагою; II етап – виключення елементів, розташованих у водонасиченій зоні ґрунтової основи, що дозволяє змоделювати ослаблення ґрунту внаслідок замочування, із подальшим визначенням нового поля переміщень і величини просідань.

Метою цих досліджень було визначення адекватної методики математичного моделювання взаємодії просадочних ґрунтів із палями, що працюють на висмикуюче навантаження, із числовим аналізом напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа – паля» та порівнянням із результатами натурних випробувань.

Для верифікації запропонованого підходу як вихідні дані були використані результати експериментів із натурними палями діаметром Ø600 мм і довжиною L2 ≈ 10,6 м під висмикуючим навантаженням, виконаних у ґрунтах природної вологості під час будівництва житлового будинку у м. Харкові (рис. 2.1).

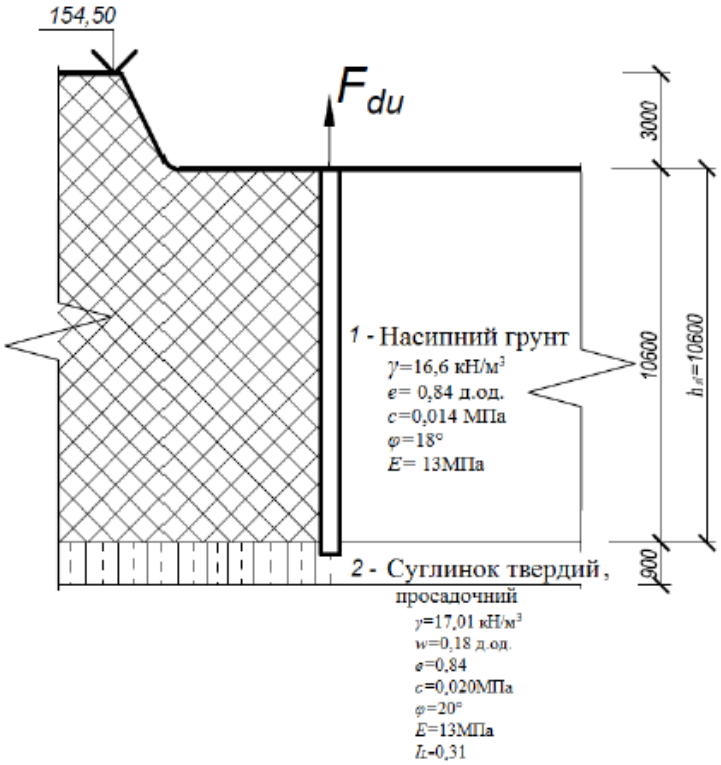


Рисунок 2.1 – Схема розташування у грунтовому масиві дослідної палі

Особливістю будівельного майданчику є верхній шар насипних ґрунтів, що включає незлежаний суглинок та супісок ІГЕ-1 (табл. 2.1), які мають

просадочні властивості, із потужністю до hsl ≈ 10,6 м від проектного дна котловану.

Таблиця 2.1 − Властивості матеріалів грунту й палі

Параметр	Модель матеріалу	Структурний параметр грунту (палі)	Питома вага грунту	Питома вага водонасиченого грунту	Модуль деформації грунту	Коефіцієнт Пуассона	Питоме зчеплення грунту
Позначення	Model	Type	γ	γ_{sat}	E	ν	c
Од. вимір.	М-К	-	кН/м^3	кН/м^3	кПа	ед.	кПа
Фіз. хар-ка шару	М-К	Дренір.	16,6	18,2	13000	0,35	14
Паля	Л-П	Непор.	24,0	–	$29{,}2\cdot10^6$	0,2	–

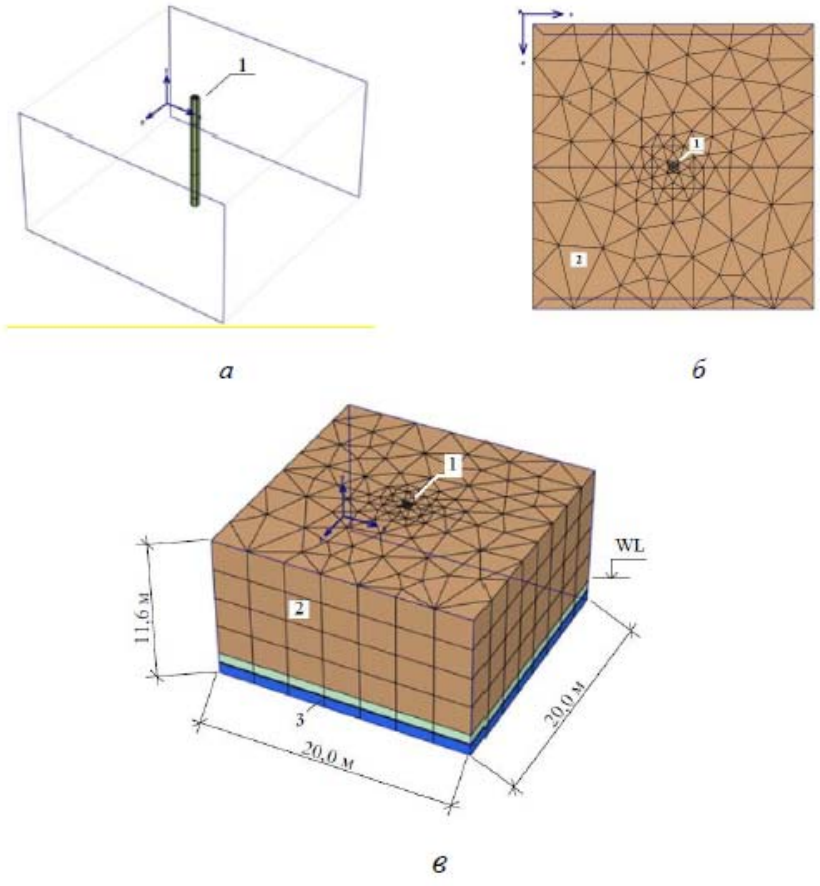


Рисунок 2.2 – Модель масиву грунту: а – моделювання області масиву грунту й палі; б – загальний вид зверху; в – кінцево-елементна 3D модель «грунтова основа – паля»; 1 – паля у грунтовому масиві; 2 – грунтовий масив; 3 – нестискаємий шар грунту

Методика чисельного моделювання взаємодії ґрунтового масиву з палями, які піддаються висмикуючому навантаженню, була реалізована на основі розрахункової схеми із використанням програмного комплексу «PLAXIS 2D Foundation» (версія 1.6). В моделі суцільна область ґрунту розглядалася як сукупність кінцевої кількості елементів. Щоб мінімізувати вплив граничних умов на результати, область моделювання вибиралася розмірами 20 × 20 × 11,6 м (рис. 2.2), із урахуванням неоднорідної будови ґрунтового масиву, та застосуванням об’ємних 15-вузлових клиновидних елементів. Ці елементи забезпечують інтерполяцію четвертого порядку для переміщень і чисельне інтегрування напружень у 20 точках. Напружено-деформований стан ґрунту моделювався за допомогою нелінійної моделі з критерієм міцності Мора-Кулона, тоді як палі відображалися лінійно-пружною моделлю матеріалу.

Фізико-механічні характеристики ґрунту були задані згідно з табл. 2.1, зокрема: питома вага ґрунту γ, кН/м³; питома вага водонасиченого ґрунту γsat, кН/м³; зчеплення c, кПа; кут внутрішнього тертя φ, град.; модуль деформації E, кПа; коефіцієнт Пуассона ν, який для суглинків приймався рівним 0,35.

Паля моделювалася як об’ємний елемент круглої форми (Massive circular pile) діаметром Ø600 мм, із врахуванням взаємодії з ґрунтом через спеціальну оболонку контактних елементів (Outside interface), що імітує поверхню контакту «ґрунтова основа – паля». Для палі застосовували лінійно-пружну модель матеріалу з характеристиками бетону С20/25 (В25): питома вага γ, модуль пружності Esat, кПа, коефіцієнт Пуассона ν.

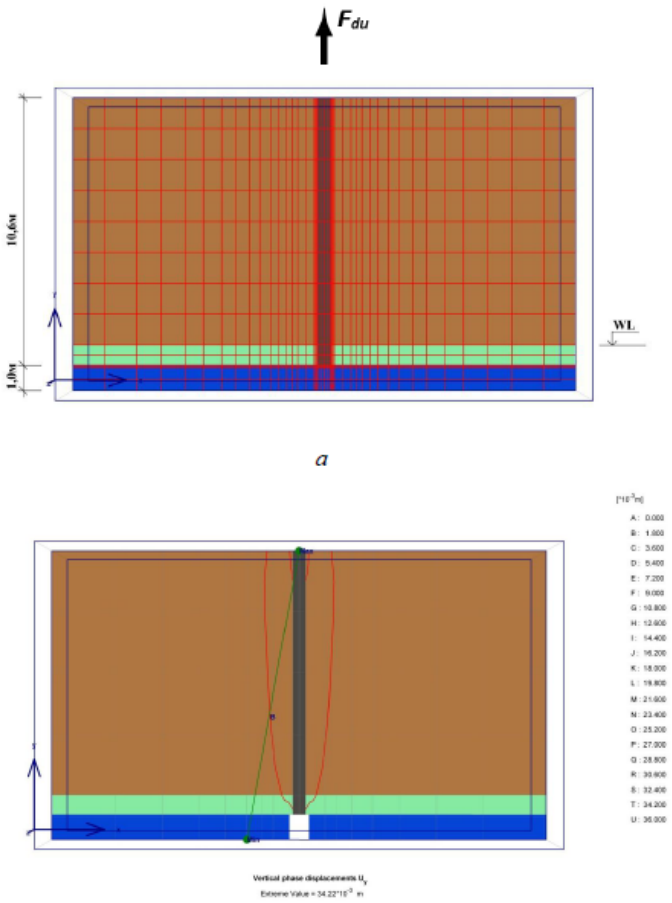
Рівень ґрунтових вод у моделі приймався нижче позначки 0.00 для суцільної області основи. Потужність верхнього шару ІГЕ-1 становила близько 10,6 м, нижче якого моделювався жорсткий, нестискаємий шар товщиною ≈1,0 м, що забезпечував зазор між п’ятою палі та ґрунтом.

Поверхні контакту палі із ґрунтом моделювалися шляхом підбору коефіцієнту зниження міцності Rinter у діапазоні 0,7–1,0, який враховує взаємодію тертя на поверхні палі та адгезію з міцністю ґрунту, визначеною через

кут внутрішнього тертя та зчеплення. Як еталонна розглядалася модель з Rinter = 0,7, що відповідає умові роботи ґрунту по бічній поверхні буронабивної палі великого діаметру у подібних ґрунтах.

Навантаження могло прикладатися ступінчасто, що повністю відповідало методиці проведення польових випробувань, або одразу максимальним значенням, що відповідало граничному навантаженню, яке викликало безперервне збільшення переміщень палі без стабілізації — так званий «зрив» палі. Як зазначалося раніше, спосіб прикладання висмикуючого навантаження не має принципового значення, аналогічно, як і точка його прикладання — голова чи п’ята палі.

На рис. 2.3–2.4 представлена модель ґрунтового масиву, створена відповідно до розрахункової схеми (рис. 2.1) та її розрізу.



а

Рисунок 2.3 – Розрізи масиву грунту з палею (а)-(б) згідно схеми розташування дослідної палі у грунтовому масиві рисунку

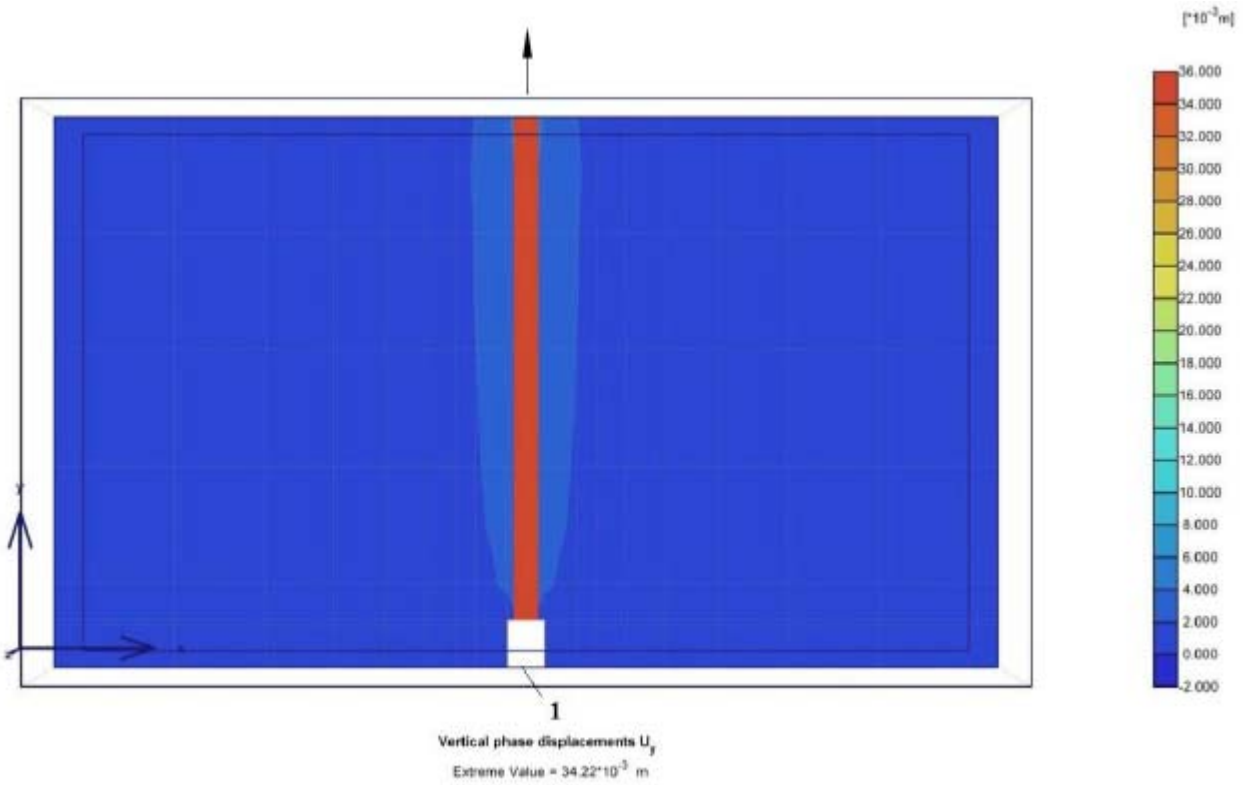


Рисунок 2.4 – Переміщення палі й грунту при *Rinter* = 0,7; 1 – зазор між п’ятою палі та грунтом

Формування напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа – паля» під дією висмикуючого навантаження проводилося поетапно:

Фаза 1 – формування напружень власною вагою ґрунту та встановлення початкового напружено-деформованого стану ґрунтового масиву (Initial phase);

Фаза 2 – моделювання палі діаметром Ø600 мм та довжиною L = 10,6 м;

Фаза 3 – прикладання висмикуючого навантаження Fdu = 400,0 кН, що відповідає граничному навантаженню під час натурних випробувань дослідних паль.

Після завершення першої та другої фаз переміщення ґрунту й палі обнулялися шляхом активації функції «Reset displacement to zero».

Результати моделювання були представлені у вигляді ізополей переміщень на розрізі моделі (рис. 2.4). Зі схеми видно, що наявність зазору під п’ятою палі запобігає нереалістичному залученню цього шару ґрунту в роботу, обмежуючи надмірні переміщення палі.

На рис. 2.5 наведені графіки залежності переміщення палі від висмикуючого навантаження, порівняні з результатами натурних випробувань. Аналіз графіків показує, що залежності переміщення, отримані на основі чисельного моделювання в ПК Plaxis, досить добре узгоджуються з натурними даними. Похибка визначення граничного опору не перевищує ≈5,5 %, що підтверджує адекватність запропонованої методики моделювання.

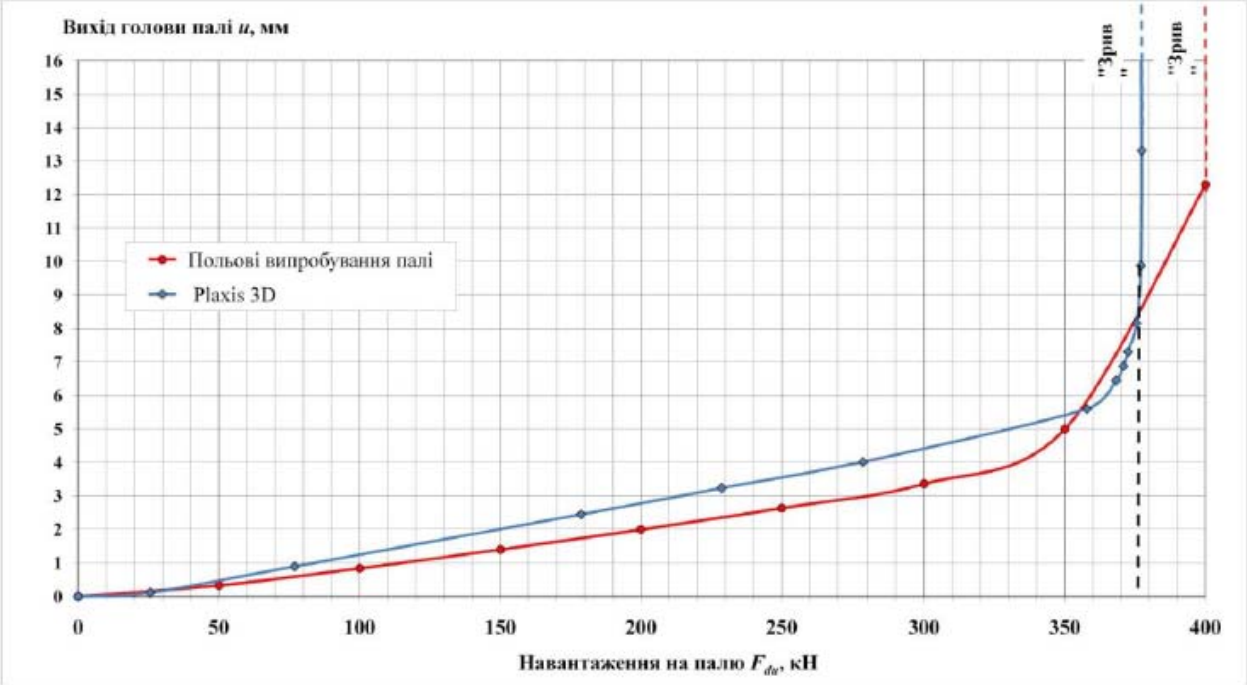


Рисунок 2.5 – Графіки залежностей вертикального переміщення палі від висмикуючого навантаження Fdu та числового моделювання

2.3 Порівняльний аналіз роботи стандартних і уширених паль у звичайних та водонасичених ґрунтах

У даному підрозділі проаналізуємо взаємодію “паля-грунт” та порівняємо несучу здатність, як для стандартних, так і розширених окремо для звичайних ґрунтових умов і для випадків водонасичення.

Інженерно-геологічні дані були взяті з реальної будівельної ділянки розташованої в місті Харкові на вулиці Героїв праці, поблизу школи № 2. Рельєф місцевості характеризується перепадом абсолютних висот поверхні від приблизно 154,50 до 155,72 м (рис. 2.6). Територія відноситься до потенційно підтоплюваних зон. Відповідно до класифікації ДБН А.2.1-1-2008 [14], інженерно-геологічні умови цієї ділянки належать до III категорії складності, тобто оцінюються як складні.

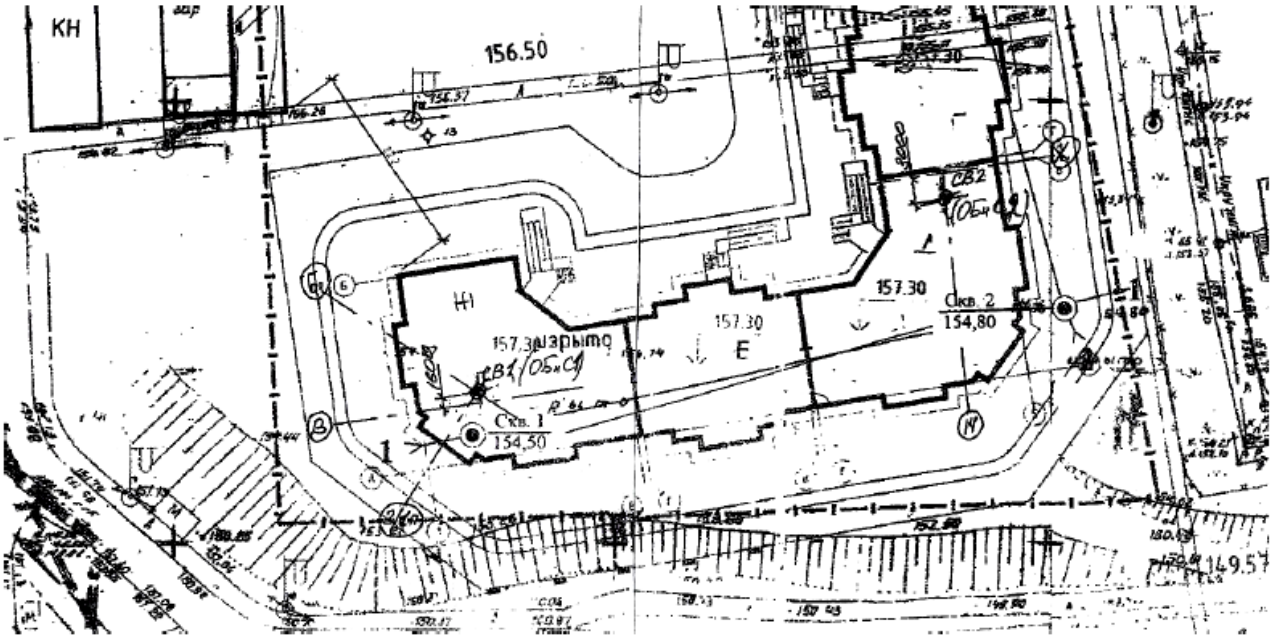


Рисунок 2.6 – Схема дослідного майданчика з розташуванням бурових свердловин

Згідно з технічним звітом інженерно-геологічних вишукувань для ділянки будівництва житлових будинків, підготовленим УкрНДІІНТВ (ГІІНТІЗ) у 2013 р., на досліджуваній території виділено такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ)(рис. 2.7):

- ІГЕ-1 – насипні грунти з включенням супісків та суглинків, загальна потужність ≈ 10,6 м;
- ІГЕ-2 – сірий та буро-сірий суглинок, від напівтвердого до твердого стану, у водонасиченому стані проявляє просадочні властивості, потужність ≈ 0,9 м;

- ІГЕ-3 – пластичний сірий супісок, потужність ≈ 2,5 м;
- ІГЕ-4 – зеленувато-сірий напівтвердий суглинок із прошарками піску, потужність ≈ 2,2 м;
- ІГЕ-5 – щільні світло-сірі та жовто-сірі піски з тонкими прошарками суглинків, водонасичені, загальна товщина ≈ 5,8 м.

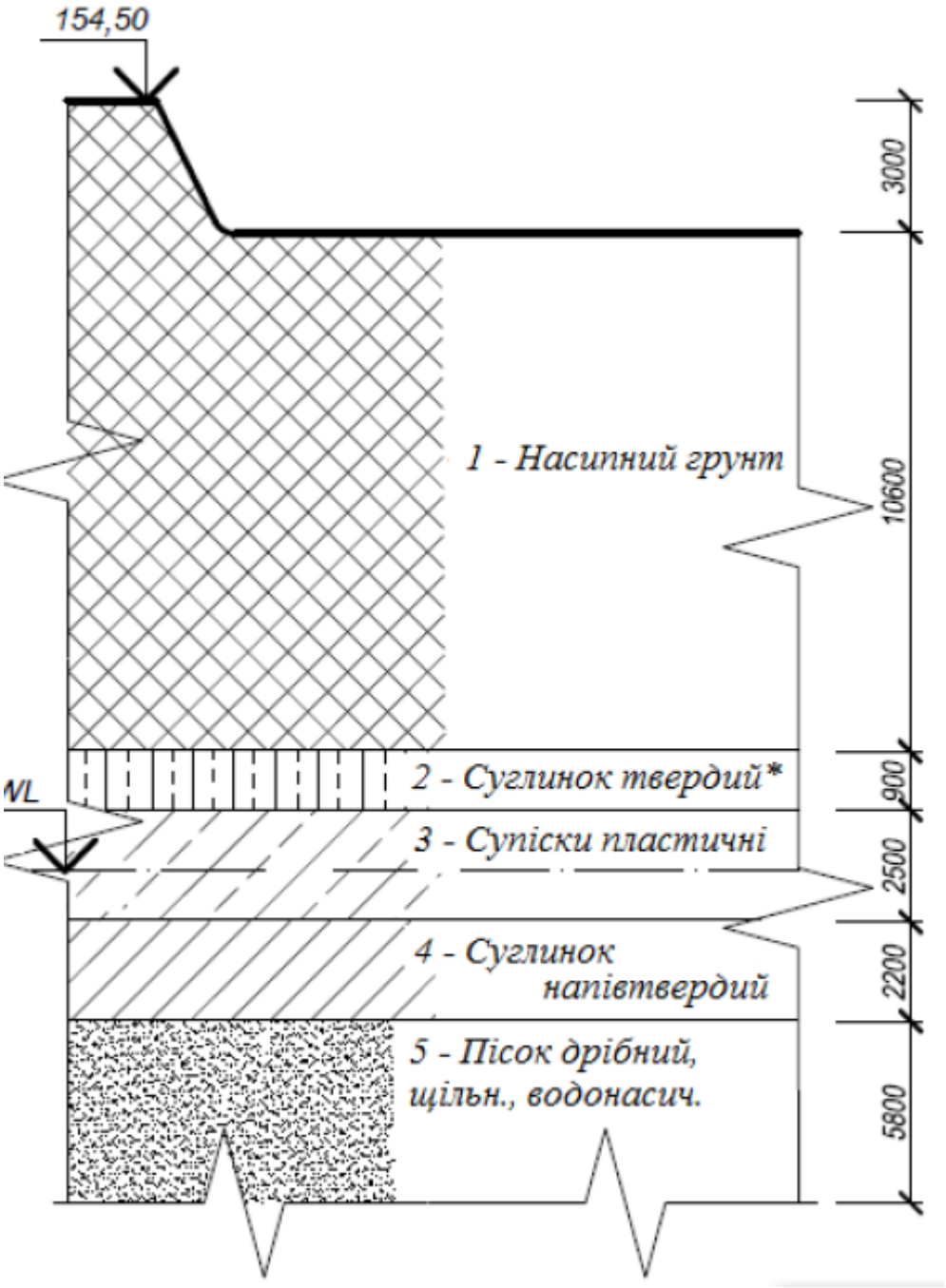


Рисунок 2.7 – Схема розрізу інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) на ділянці будівництва (* – шар у водонасиченому стані просадочний)

Фізико-механічні властивості грунтів на досліджуваній ділянці наведені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Значення фізико-механічних характеристик грунтів дослідного майданчику

Найменування	Умов. позначення	Од. вим.	Шар				
			ІГЕ-1 – насипний грунт	ІГЕ-2 – суглинок твердий*	ІГЕ-3 – супісок пластичний	ІГЕ-4 – суглинок, напівтвердий	ІГЕ-5 – пісок дрібний, щільний, водонасичений
1	2	3	4	5	6	7	8
Питома вага грунту	γ	кН/м^3	16,6	17,01	21,07	19,39	16,95
Питома вага водонасиченого грунту	γ_{sat}	кН/м^3	18,2	18,74	21,09	19,45	19,89
Питома вага часток грунту	γ_s	кН/м^3	-	26,66	26,07	26,75	26,07
Питома вага зваженого у воді грунту	γ_{sb}	кН/м^3	8,9	9,16	11,43	10,53	10,27
Питома вага сухого грунту	γ_d	кН/м^3	-	14,49	18,32	16,62	16,46
Природна вологість	w	д.од.	-	0,18	0,15	0,17	0,03
Коефіцієнт пористості	e	д.од.	0,84	0,84	0,42	0,61	0,58
Питоме зчеплення грунту	c	МПа	0,014	0,020	0,020	0,037	0,003
Кут внутрішнього тертя	φ	град.	18	20	19	20	34
Модуль деформації у природньому стані	E	МПа	13	13	-	15	34
Модуль деформації у водонасиченому стані	E_{sat}	МПа	7,0	7,0	8,0	15	-
Показник плинності	I_L	д.од.	-	0,31	0,60	0,25	-
Число пластичності	I_p	д.од.	-	0,19	0,05	0,14	-

Особливістю досліджуваних ґрунтових нашарувань є верхній покрив насипних ґрунтів ІГЕ-1, що має значну товщину до ≈ 10,6 м від проектованого дна котловану, який підстеляється просадочним суглинковим шаром ІГЕ-2. При його зволоженні можливе осідання ґрунтового масиву (ssl > 5 см), що відносить ґрунтову основу до II типу просадочності.

У цих геологічних умовах проектувальники прийняли рішення про використання пальового фундаменту. На ділянці будівництва житлових будинків по вул. Героїв праці ґрунт також класифікований як II тип просадочності, що обумовило необхідність врахування довантажувальних сил тертя ґрунту Pn на бічних поверхнях паль.

Ситуація №1: взаємодія двох паль без розширення. Розглянемо дві палі без розширення, розташовані на відстані 1000 мм одна від одної та об’єднані ростверком. Глибина занурення палі становить 29,5 м, діаметр – 500 мм. Розміри ростверку: 1000 × 4500 мм, товщина 1,5 м.

Моделювання виконується у програмі Plaxis 8.2 з урахуванням прийнятих ґрунтових умов. Грунтовий масив закріплюється у просторі для коректності розрахунку. Місця розташування паль визначаються за допомогою функції Geometry line, а ростверк моделюється через функцію Plate.

Характеристики ростверку визначаються у SMath Studio (рис.2.8):

- товщина плити: $h = 1{,}5$ м;
- ширина (погонний метр): $b = 1$ м;
- модуль пружності: $E = 2{,}0 \cdot 10^6$ т/м²;
- площа: $A = h * b$;
- момент інерції: $I = (h^3 * b)/12$;
- жорсткість плити: $EA = E * A = 2{,}94 \cdot 10^7$ кН;
- жорсткість на згин: $EI = E * I = 5{,}52 \cdot 10^6$ кН·м²;
- щільність бетону: $\rho = 2{,}5$ т/м³;
- вага 1 м² плити: $w = 25$ кН/м².

Для палі характеристики визначаються таким чином:

- модуль пружності: $E = 2 \cdot 10^7$ кН/м²;
- коефіцієнт приведення (через особливості Plaxis, який приймає довжину всіх об'єктів 1000 мм): $n = ((0,5/2)^2 * \pi)/1 = 0,1963$
- скоригована жорсткість: $Eref = E * n = 4 \cdot 10^6$ кН/м².

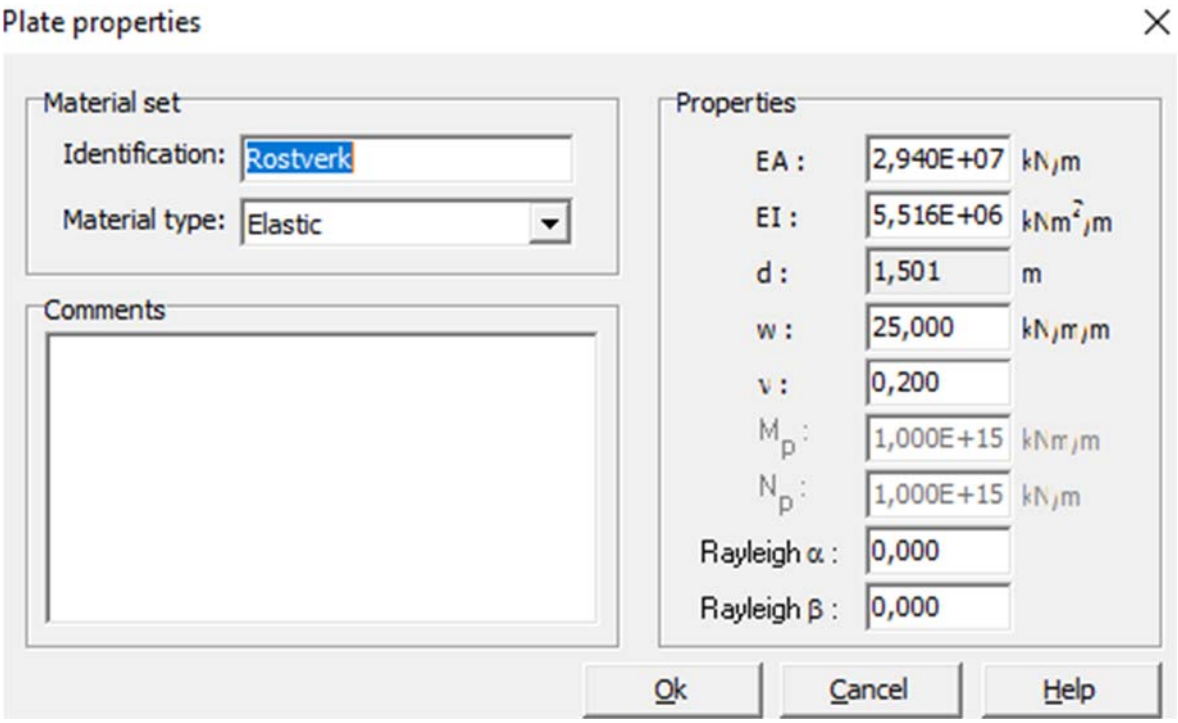


Рисунок 2.8 – Прийняті характеристики ростверку

У центр ростверку задаємо точкове навантаження 180 т/с. Взаємодія палі з ґрунтом моделюється за допомогою функції Interface, при цьому Virtual thickness factor встановлюється рівним 0,5.

Після підготовки геометрії створюється сітка та проводиться розрахунок у два етапи:

1. Фаза 1 (sv1) – базується на фазі 0. Палі отримують задані характеристики, активується Interface та ростверк (рис.2.9-11).
2. Фаза 2 (sv1_nagr) – починається з результатів фази 1 і активується зовнішнє навантаження.

Результати розрахунку:

- Фаза 1 (sv1) – осідання від власної ваги склало $12,14 \cdot 10^{-3}$ м (12,14 мм) (рис.2.12).

- Фаза 2 (sv1_nagr) – осідання під дією навантаження склало 59,96·10⁻³ м (59,96 мм) (рис.2.12).

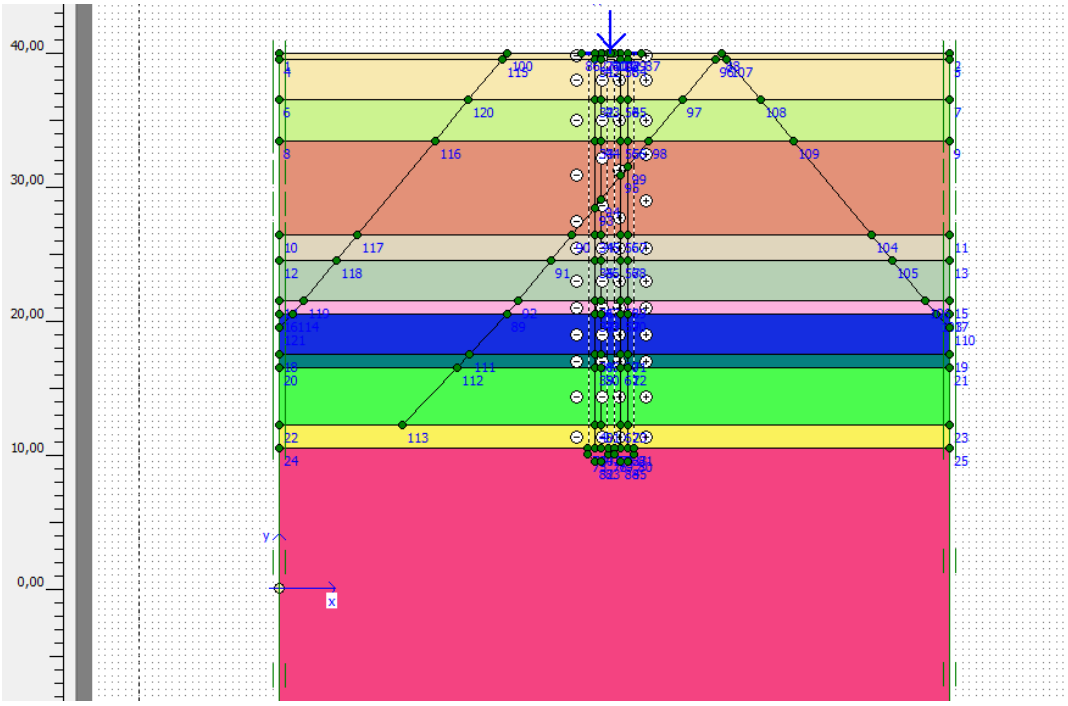


Рисунок 2.9 – Змодельовані початкові умови задачі

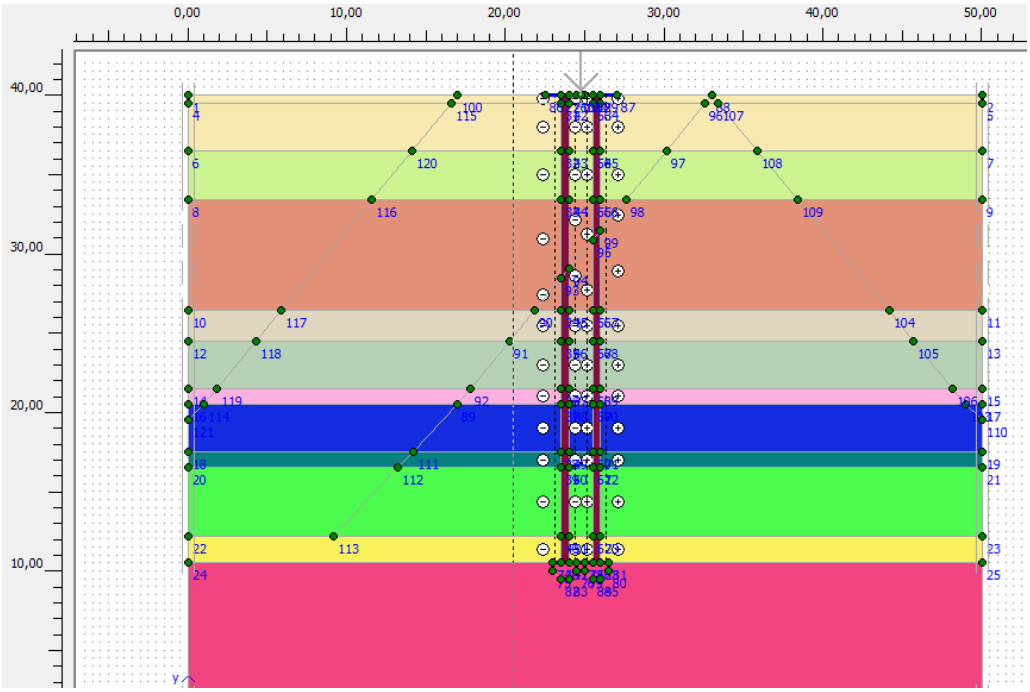


Рисунок 2.10 – Складання фази 1 (sv1)

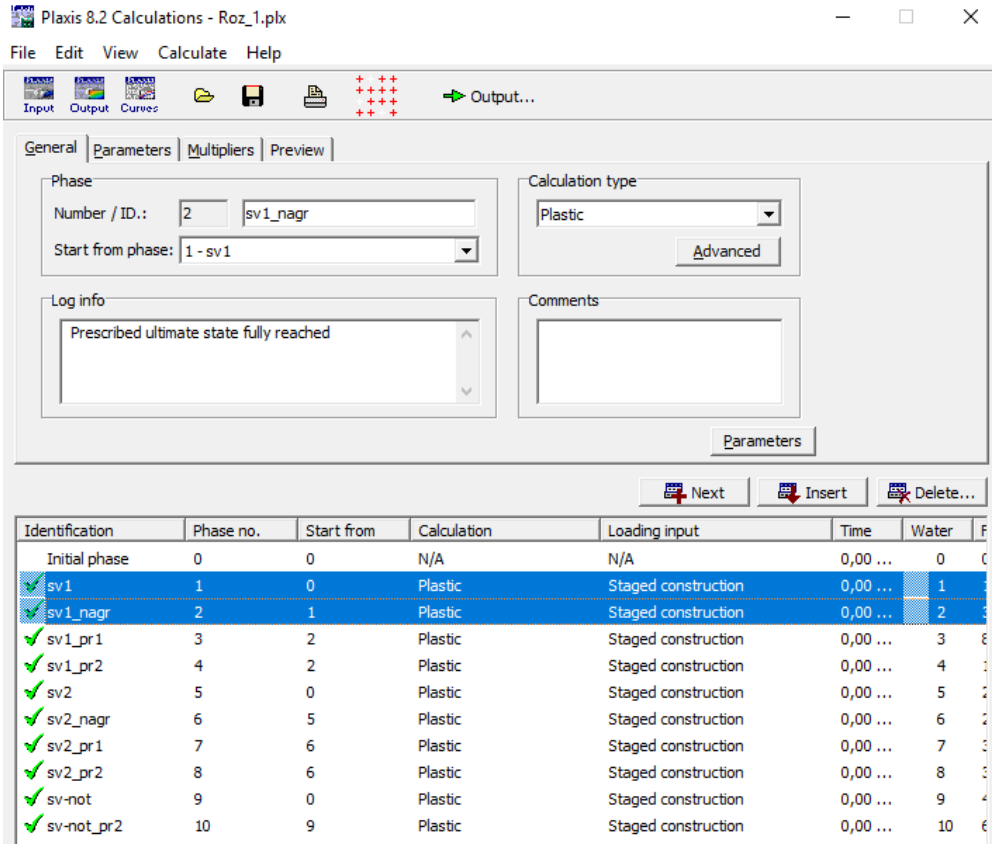


Рисунок 2.11 – Змодельовані початкові умови задачі

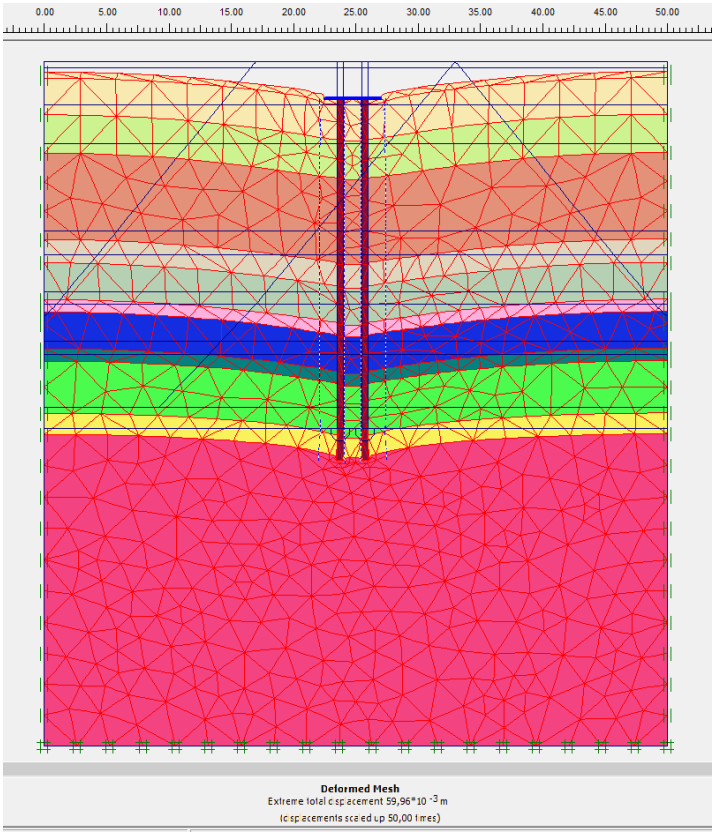


Рисунок 2.12 – Схема вертикального переміщення фази 2 (sv1_nagr)

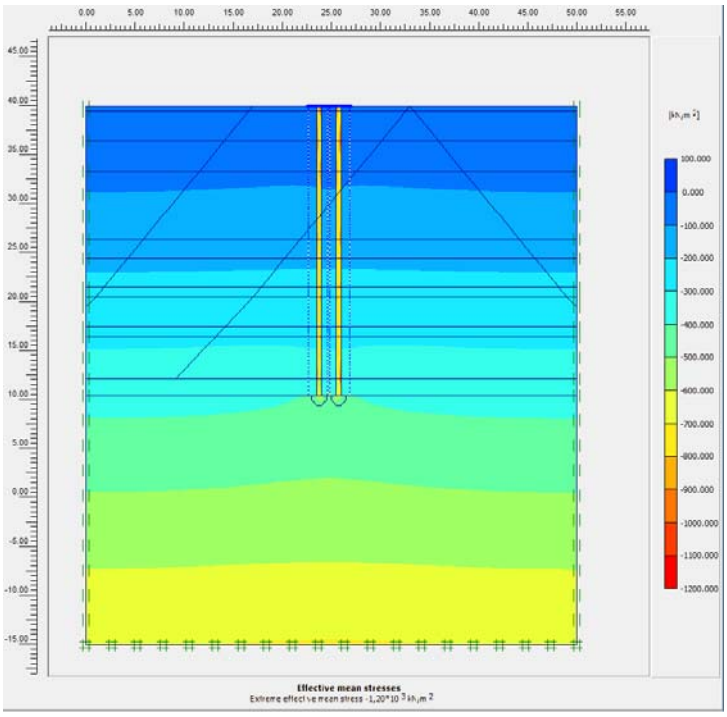


Рисунок 2.13 – Схема ефективних середніх напружень (-1,20*10^{3}кН*м^2)

Ситуація №2: Розрахунок палі з розширенням (діаметр розширення 1500 мм)

1. Формуємо фазу 5 (sv2), беручи за основу фазу 0. Місця під палі отримують відповідні параметри матеріалу. Активуємо Interfase та ростверк для забезпечення взаємодії палі з ґрунтом.

2. Створюємо фазу 6 (sv2_nagr), стартуючи від результатів фази 5, та застосовуємо проектне навантаження (рис.2.14).

3. Виконуємо обчислення моделі.

4. Результати розрахунку (рис.2.15-2.17):

- Фаза sv2: осідання від власної ваги ґрунту та конструкції становить 11,58·10^{-3} м (11,58 мм).
- Фаза sv2_nagr: осідання під дією зовнішнього навантаження досягає 55,80·10^{-3} м (55,80 мм).

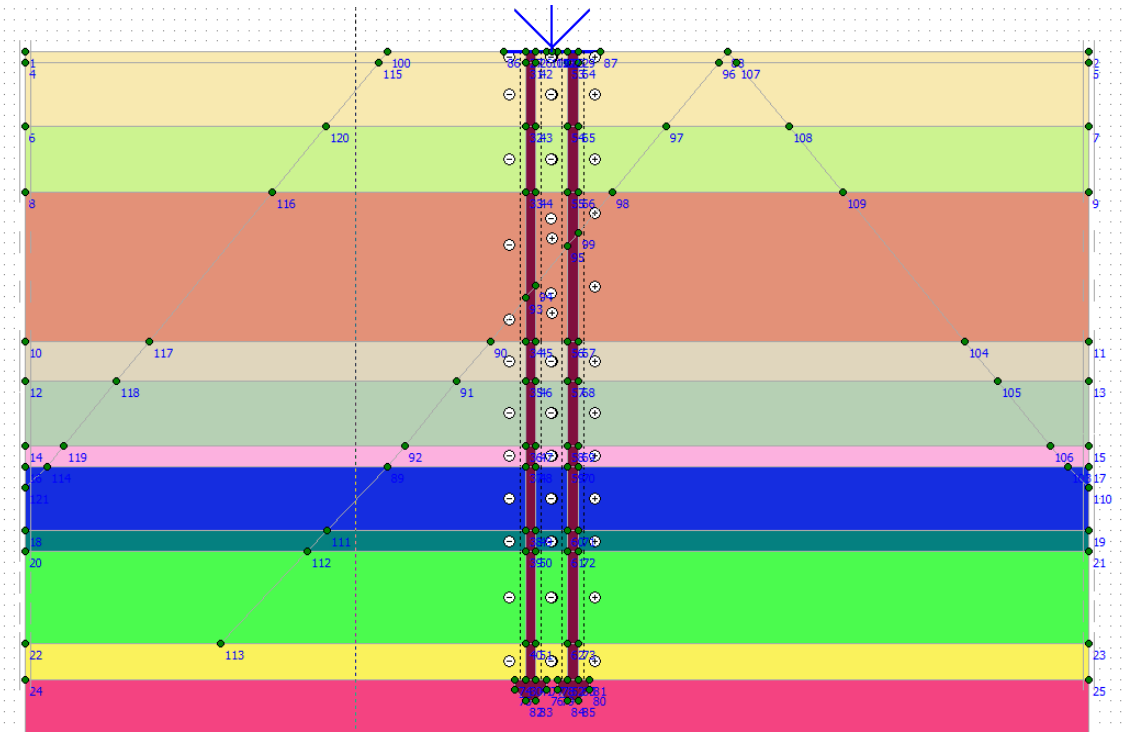


Рисунок 2.14 – Складання фази 6 (sv2_nagr)

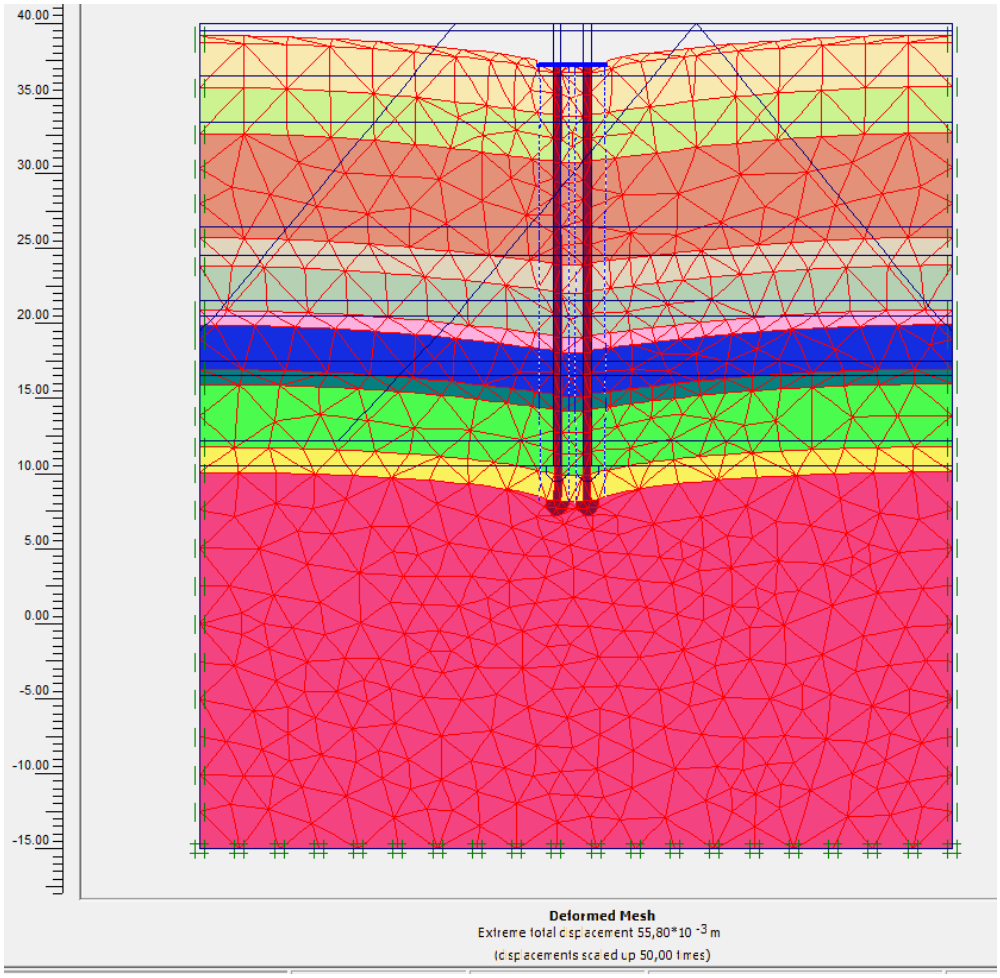


Рисунок 2.15 – Деформована схема фази 6 (sv2_nagr)

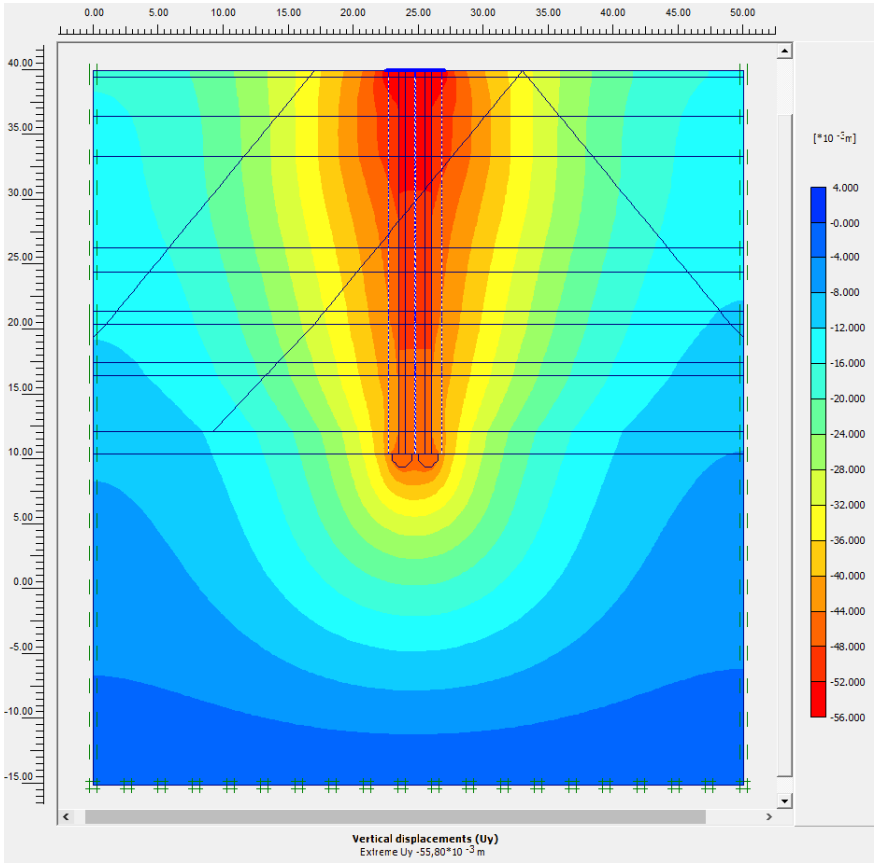


Рисунок 2.16 – Схема вертикального переміщення фази 6 (sv2_nagr)

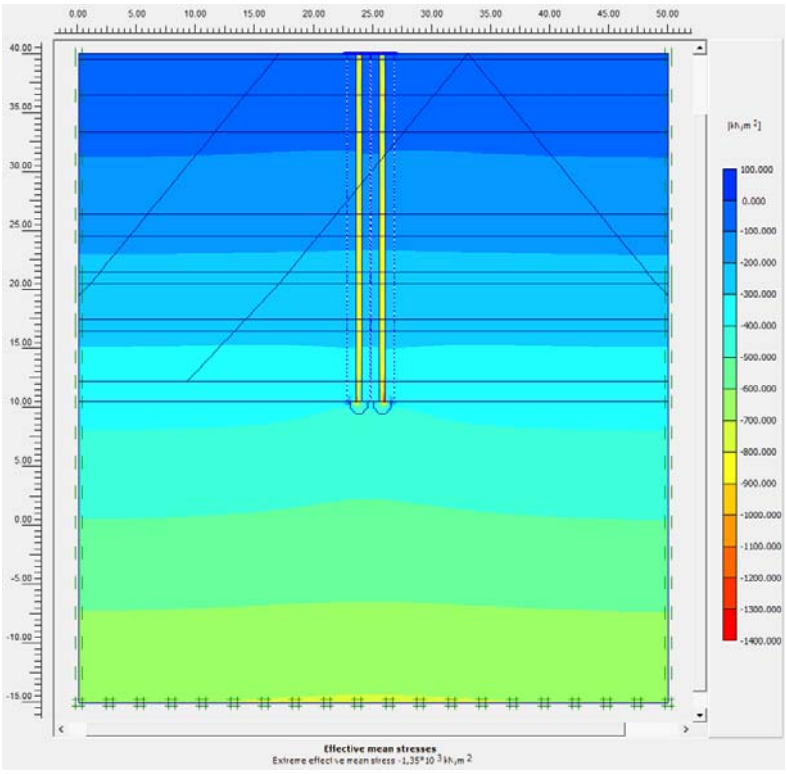


Рисунок 2.17 – Схема ефективних середніх напружень (-1,35*10^{3}кН*м^2)

Ситуація №3: розрахунок плити в існуючих ґрунтових умовах.

1. Формуємо фазу 9 (sv-not), беручи за основу фазу 0. В цій фазі активуємо ростверк та задаємо точкове навантаження, зменшивши його до 90 т/с для більшої відповідності польовим випробуванням.

2. Виконуємо чисельний розрахунок.

3. Отримуємо результати (рис.2.18-2.19).

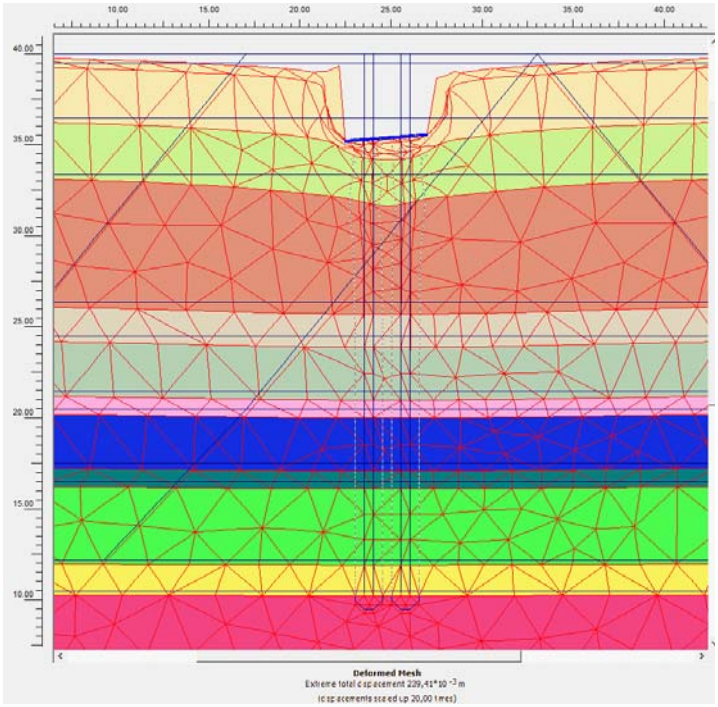


Рисунок 2.18 – Схема ефективних середніх напружень (-1,35*10^{3}кН*м^2)

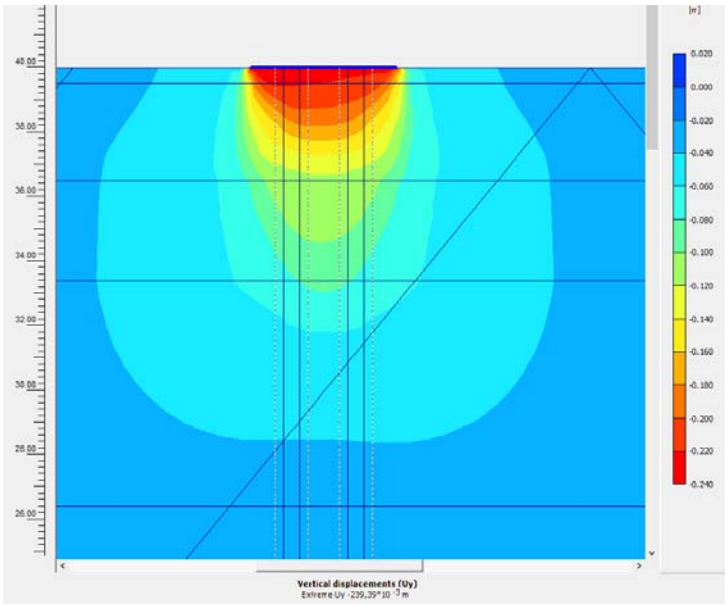


Рисунок 2.19 – Схема вертикального переміщення фази 9 (sv-not)

Ситуація №4: палі без розширення при обводненні, варіант 1.

1. Створюємо фазу 3 (sv1_pr1), виходячи з фази 2 (sv1_nagr) (рис.2.20). Змінюємо фізико-механічні характеристики ґрунту у зоні трикутника, що обводнюється, на зменшені відповідно до геологічних даних, задаємо відносну просадність за допомогою функції Volum strain (у відсотках). Вибір значень здійснюється залежно від ваги ґрунту, що спирається. Основні параметри: щільність ґрунту ρ, висота шару h, побутовий тиск P=h∗ρP = h * ρP=h∗ρ, відносна просадність ε.

2. Виконуємо розрахунок моделі.

3. Фіксуємо результати (рис.2.21-2.24).

Таблиця 1 – Розрахунок відносної просадності

Шар	Глибина (м)	Побутовий тиск (МПа)	Відносна просадність (%)
2	2	0,0333	1,3
3	5	0,0834	2,2
4	10	0,1667	1,8
5	14,5	0,2417	1,3
6	17	0,2834	1,3
7	19	0,3168	0,9
8	21	0,3501	1,15
9	23	0,3834	1,2
10	26	0,4335	1,56

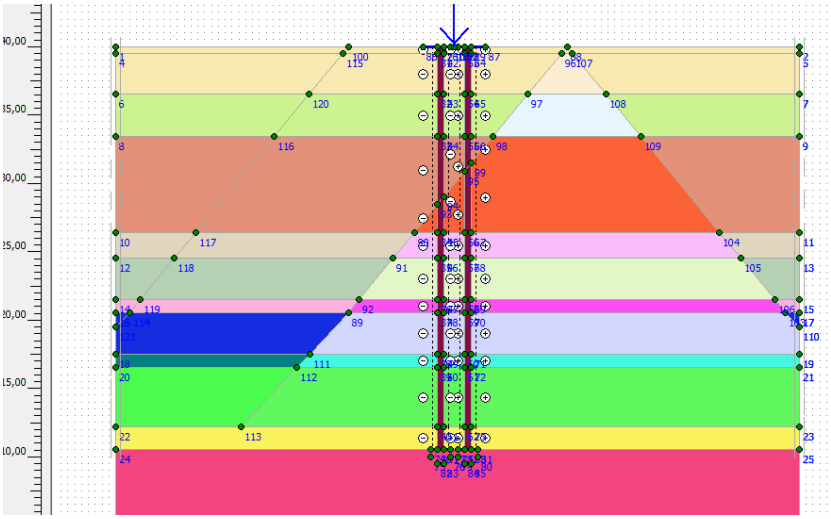


Рисунок 2.20 – Складання фази 3 (sv1_pr1)

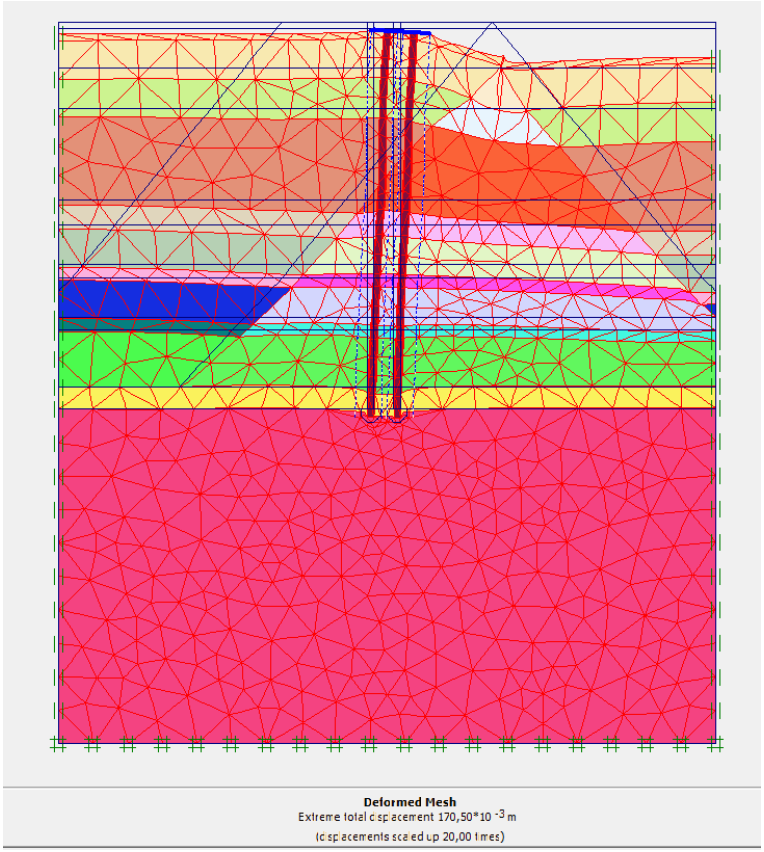


Рисунок 2.21 – Деформована схема фази 3 (sv1_pr1)

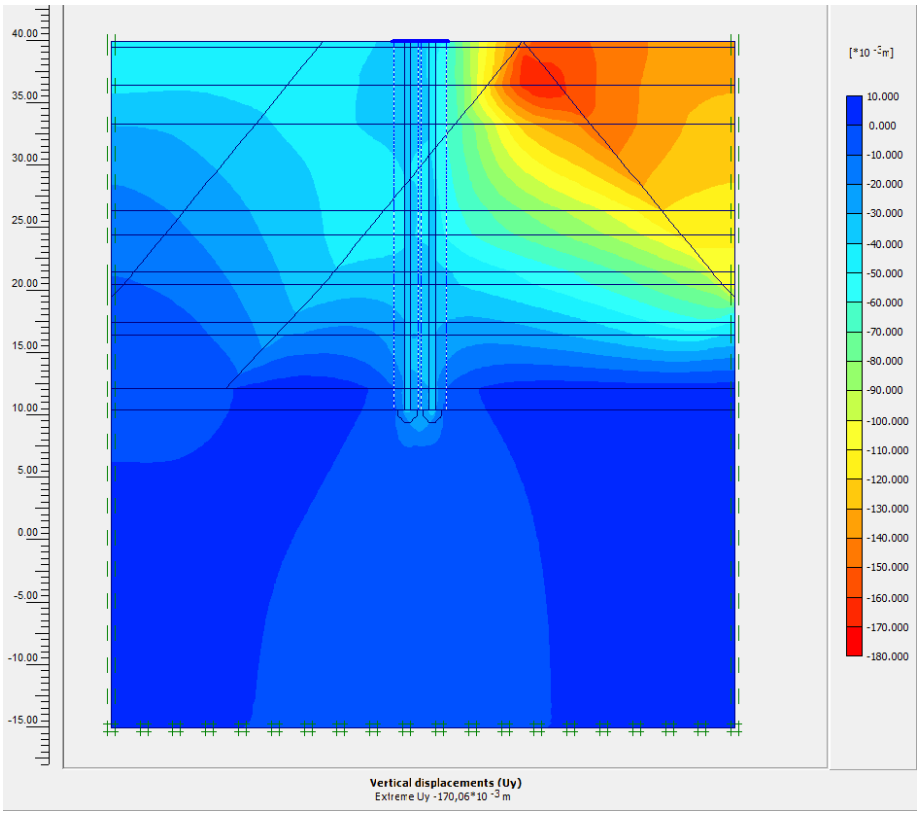


Рисунок 2.22 – Схема вертикального переміщення фази 3 (sv1_pr1)

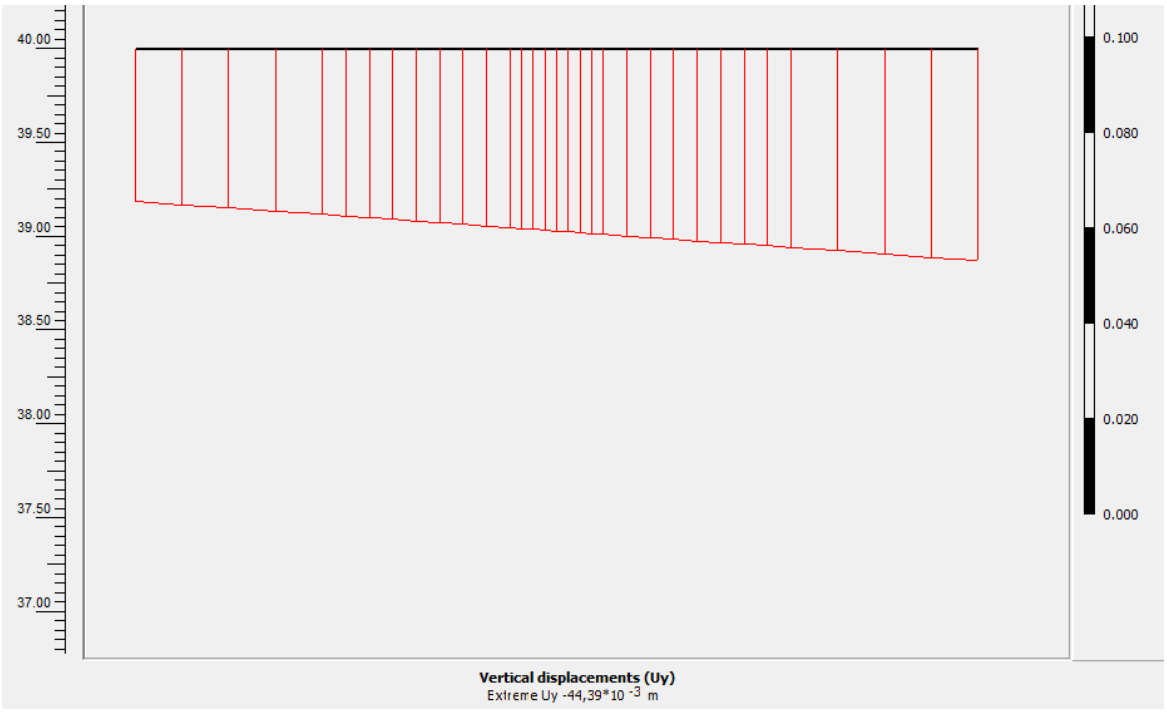


Рисунок 2.23 – Епюра вертикального переміщення ростверку за фазу 3 (sv1_pr1)

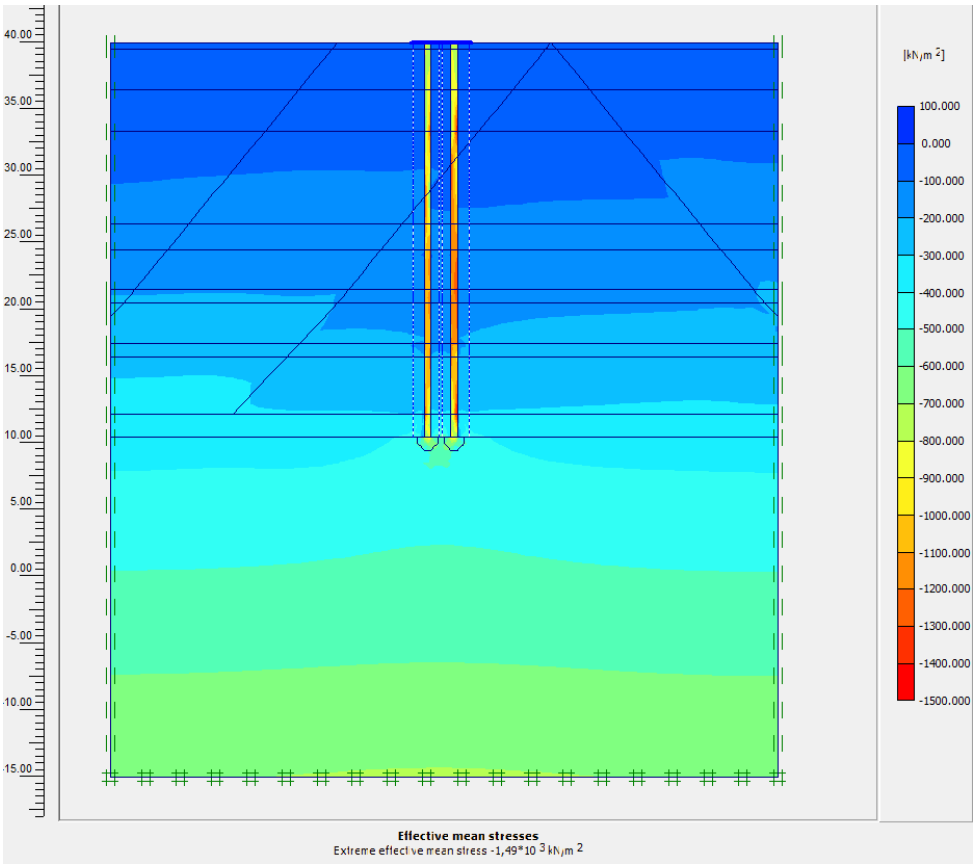


Рисунок 2.24 – Схема ефективних середніх напружень (-1,49*10^{3}кН*м^2)

Ситуація №5: палі без розширення при обводненні, варіант 2.

1. Формуємо фазу 4 (sv1_pr2) (рис.2.25), беручи за основу фазу 2 (sv1_nagr). Змінюємо характеристики ґрунту у зоні трапеції, що обводнюється, на зменшені відповідно до геологічних умов, та задаємо відносну просадність (див. табл. 1).

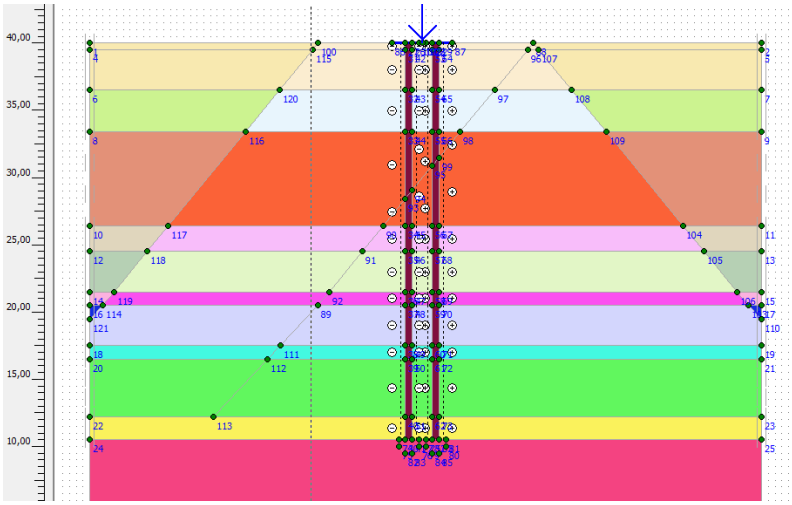


Рисунок 2.25 – Складання фази 4 (sv1_pr2)

2. Виконуємо обчислення (див. рис. 14).

3. Фіксуємо результати (рис.2.26-2.29).

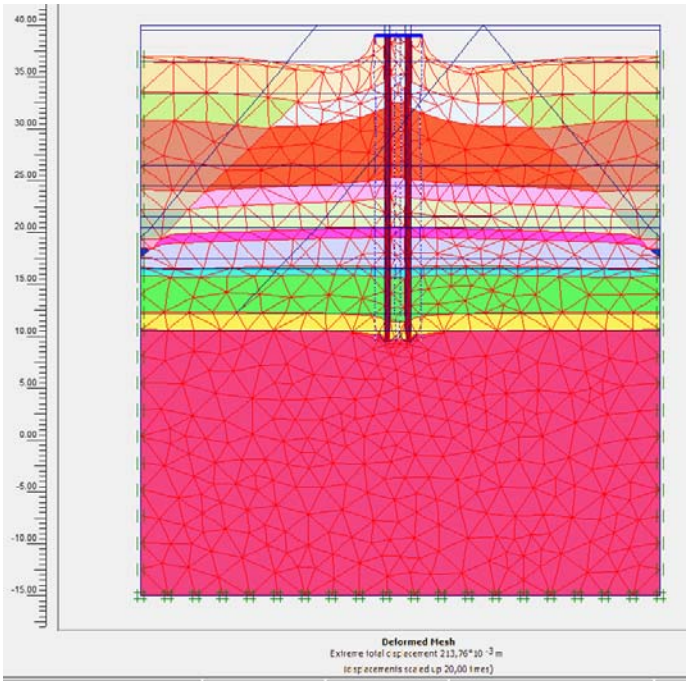


Рисунок 2.26 – Деформована схема фази 4 (sv1_pr2)

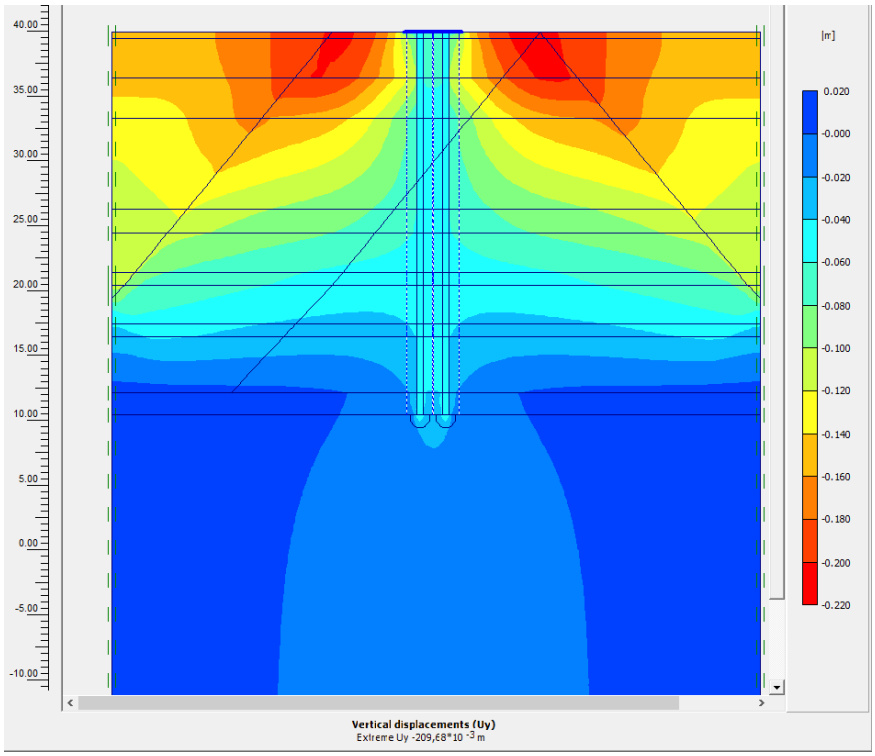


Рисунок 2.27 – Схема вертикального переміщення фази 4 (sv1_pr2)

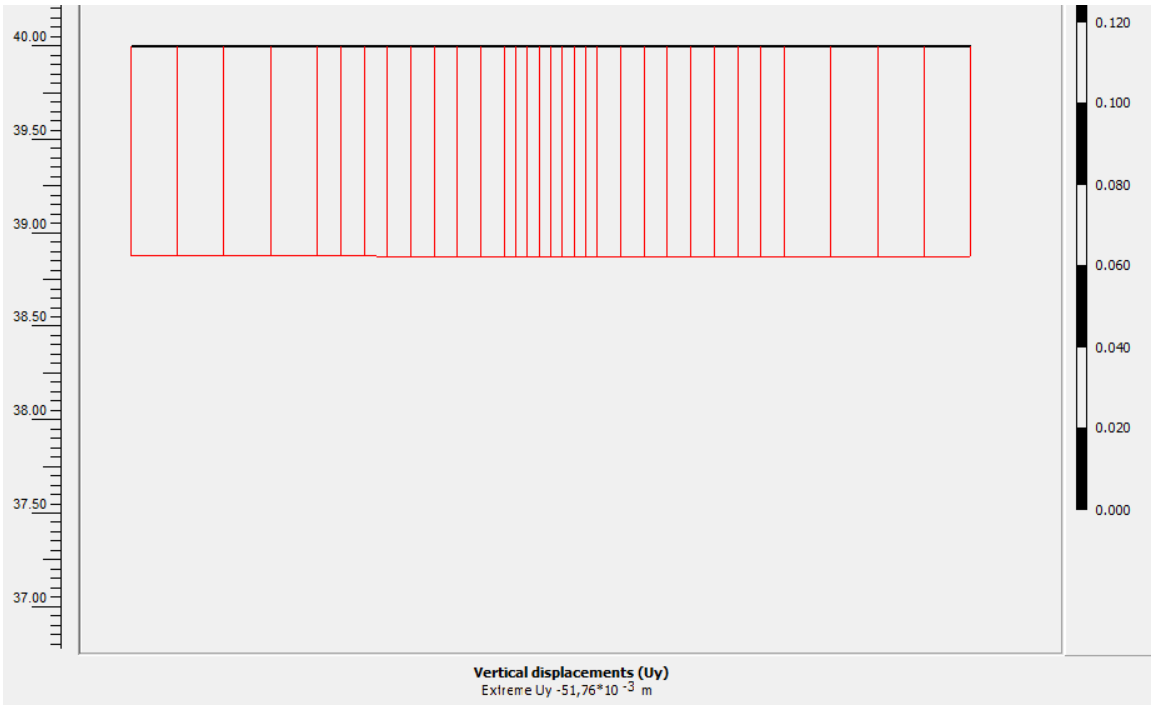


Рисунок 2.28 – Епюра вертикального переміщення ростверку за фазу 4 (sv1_pr2)

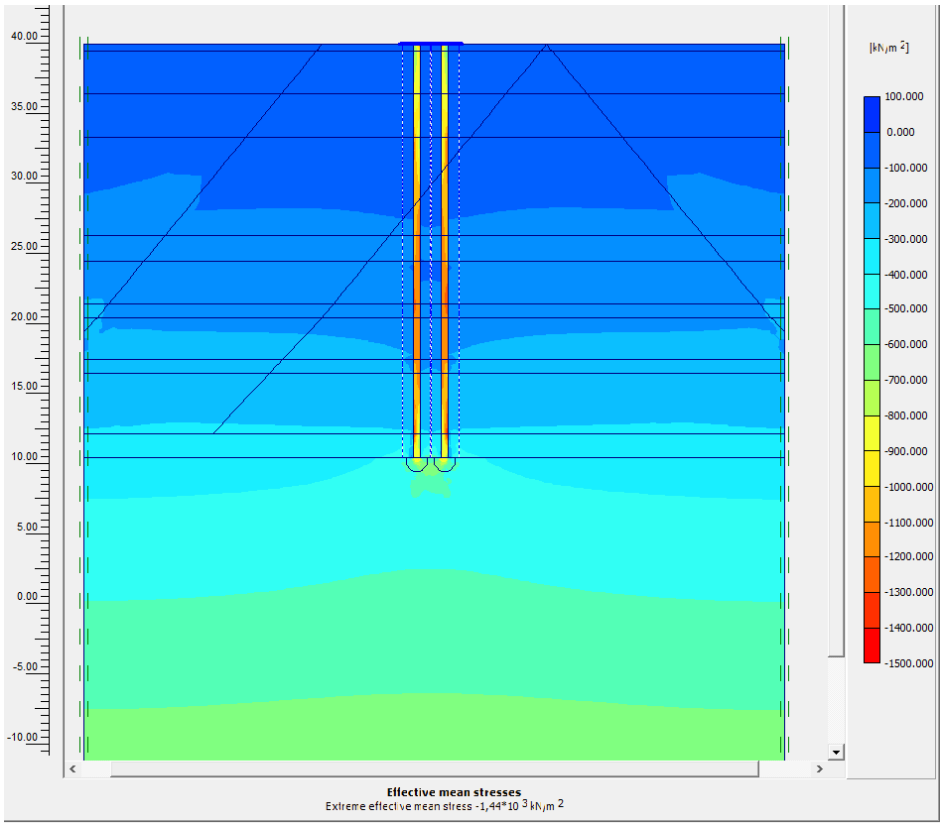


Рисунок 2.29 – Схема ефективних середніх напружень (-1,44*10^{3}кН*м^2)

Ситуація №6: палі з розширенням при обводненні, варіант 1

1. Створюємо фазу 7 (sv2_pr1) (рис.2.30), виходячи з фази 6 (sv2_nagr). Змінюємо характеристики ґрунту у трикутній зоні, що обводнюється, відповідно до геології, та задаємо відносну просадність (див. табл. 2.1).

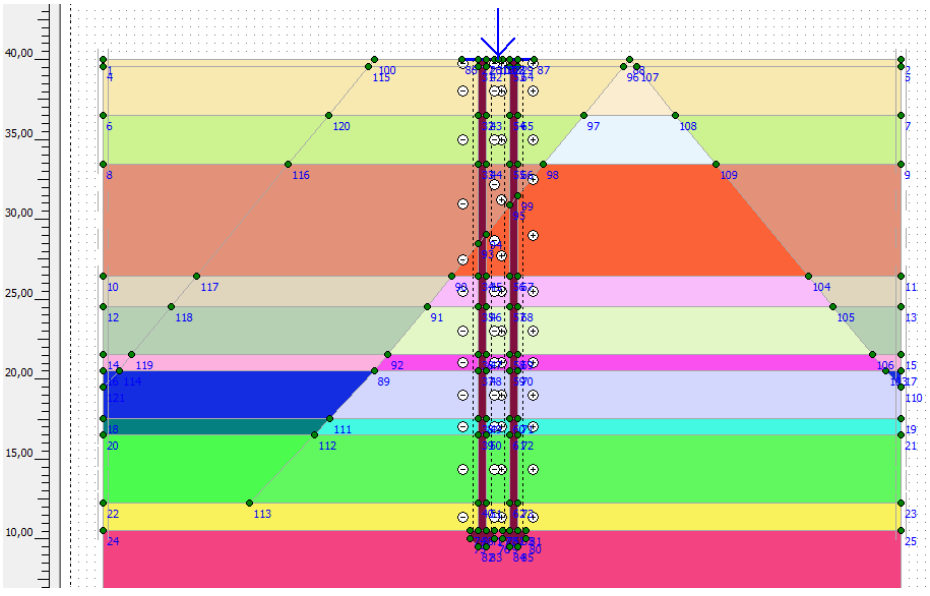


Рисунок 2.30 – кладання фази 7 (sv2_pr1)

2. Виконуємо чисельний розрахунок.
3. Отримуємо результати (рис.2.31-2.33).

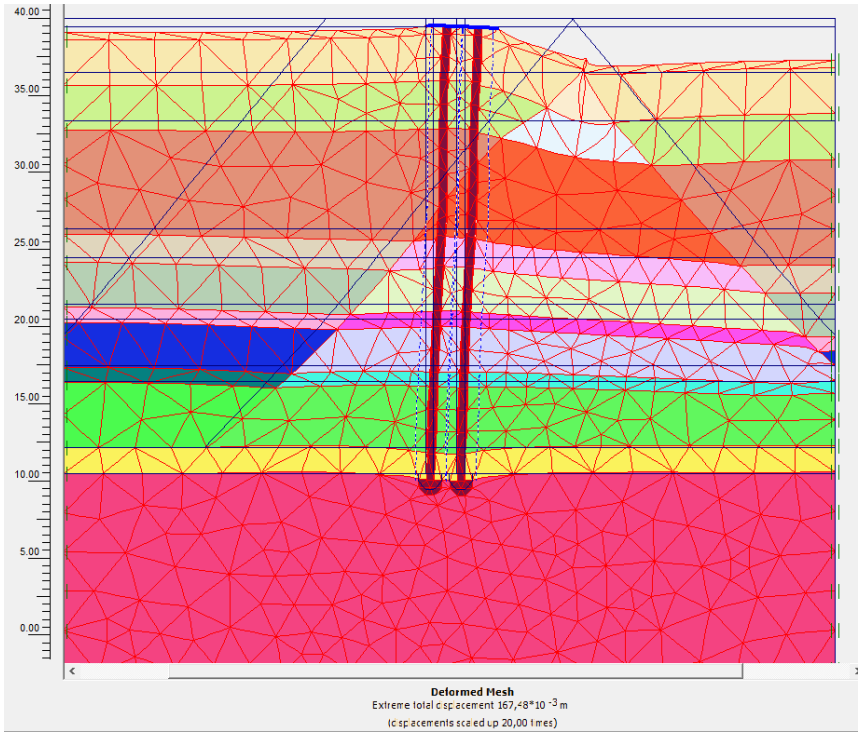


Рисунок 2.31 – Схема вертикального переміщення фази 7 (sv2_pr1)

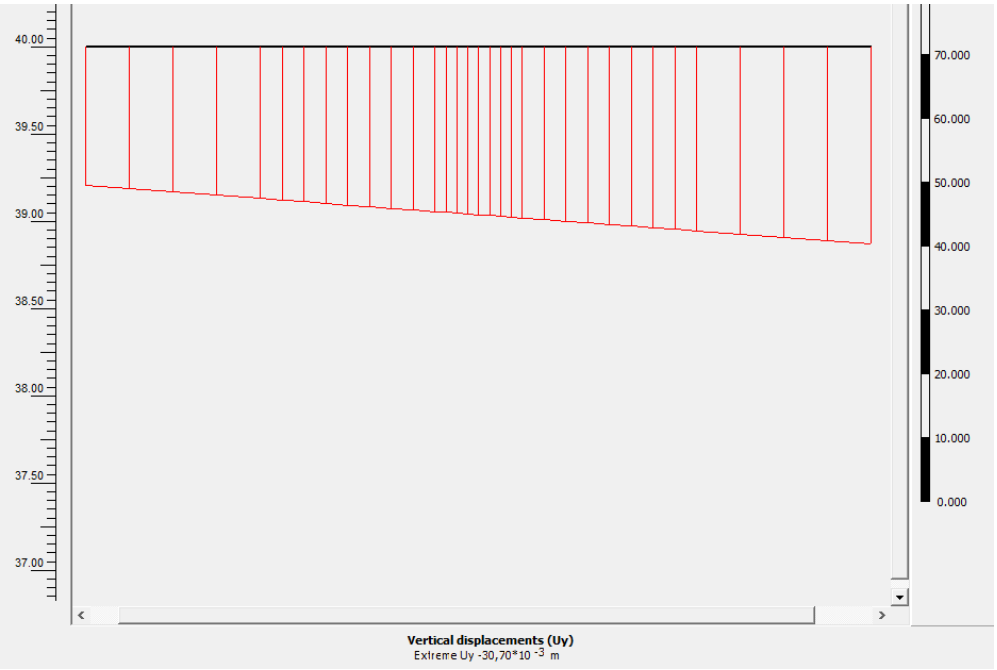


Рисунок 2.32 – Епюра вертикального переміщення ростверку за фазу 7 (sv2_pr1)

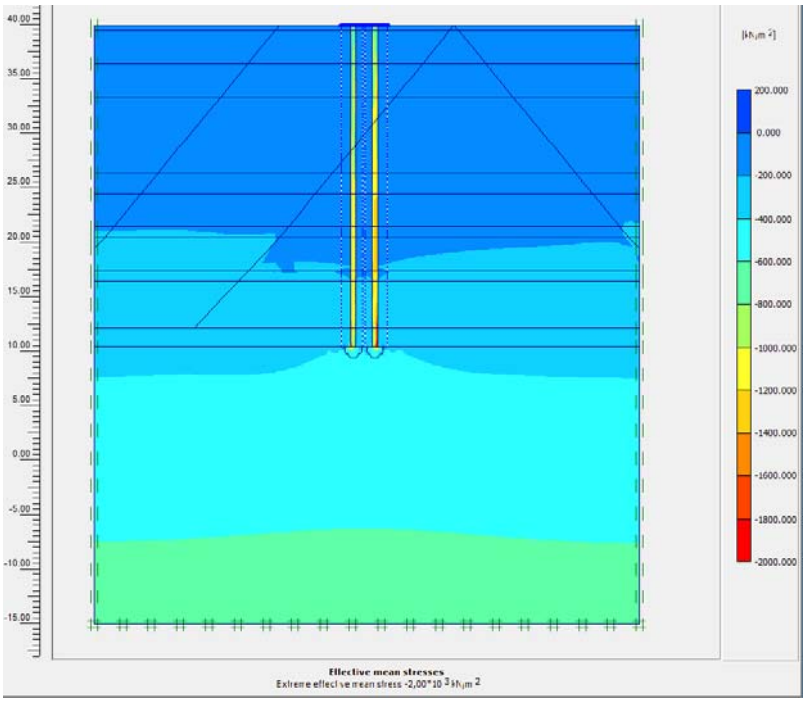


Рисунок 2.33 – Схема ефективних середніх напружень (-2,00*10^{3}кН*м^2)

Ситуація №7: палі з розширенням при обводненні, варіант 2

1. Формуємо фазу 8 (sv2_pr2) (рис.2.34), беручи за основу фазу 6 (sv2_nagr). Змінюємо характеристики ґрунту у зоні трапеції, що обводнюється, на зменшені згідно геологічних даних, та задаємо відносну.

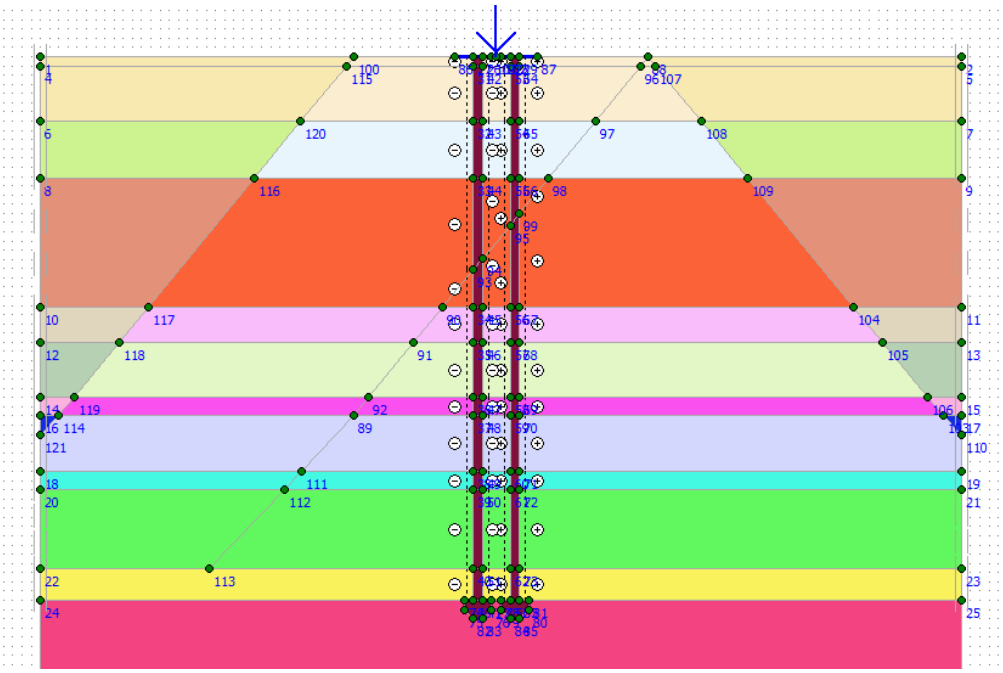


Рисунок 2.34 – Складання фази 8 (sv2_pr2)

2. Виконуємо розрахунок.

3. Фіксуємо результати (рис.2.35-2.38).

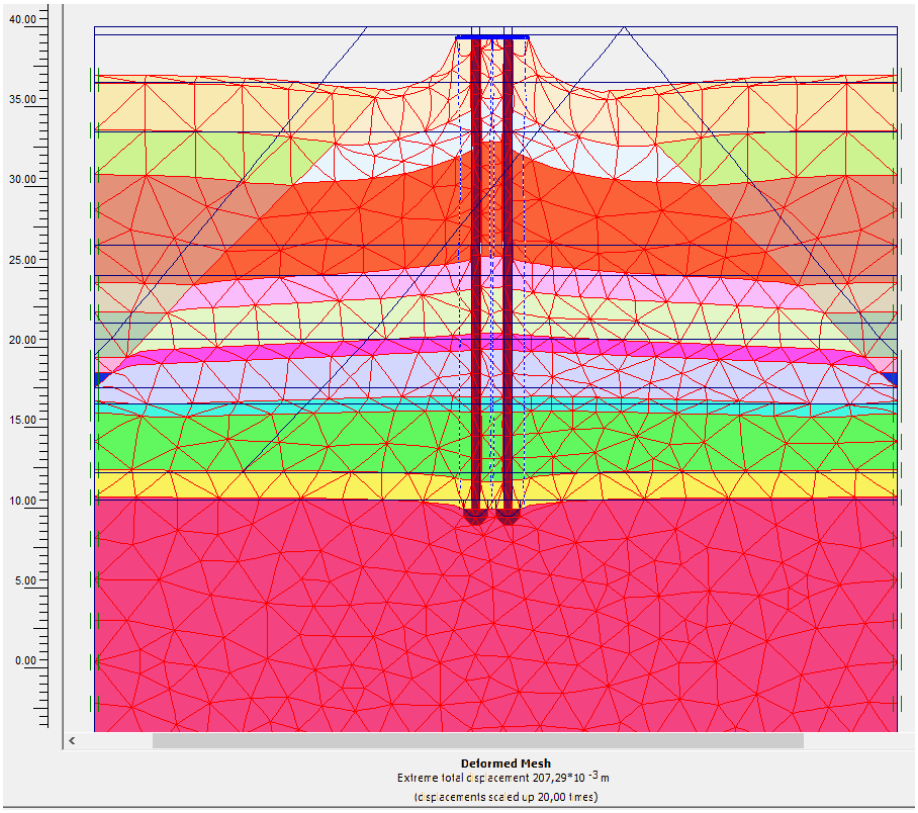


Рисунок 2.35 – Деформована схема фази 8 (sv2_pr2)

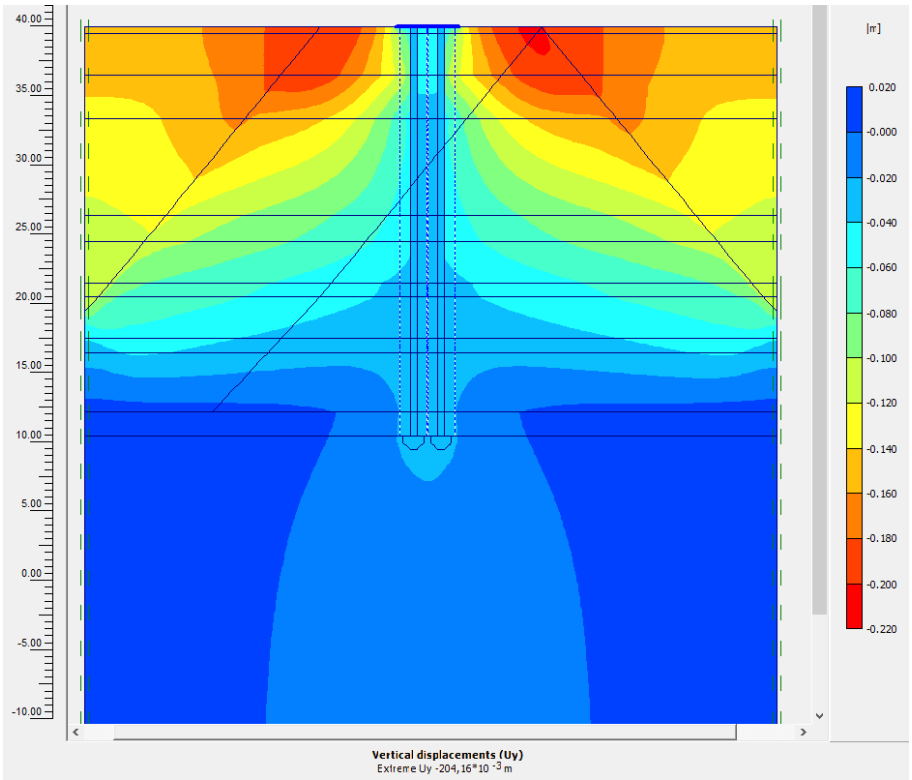


Рисунок 2.36– Схема вертикального переміщення фази 8 (sv2_pr2)

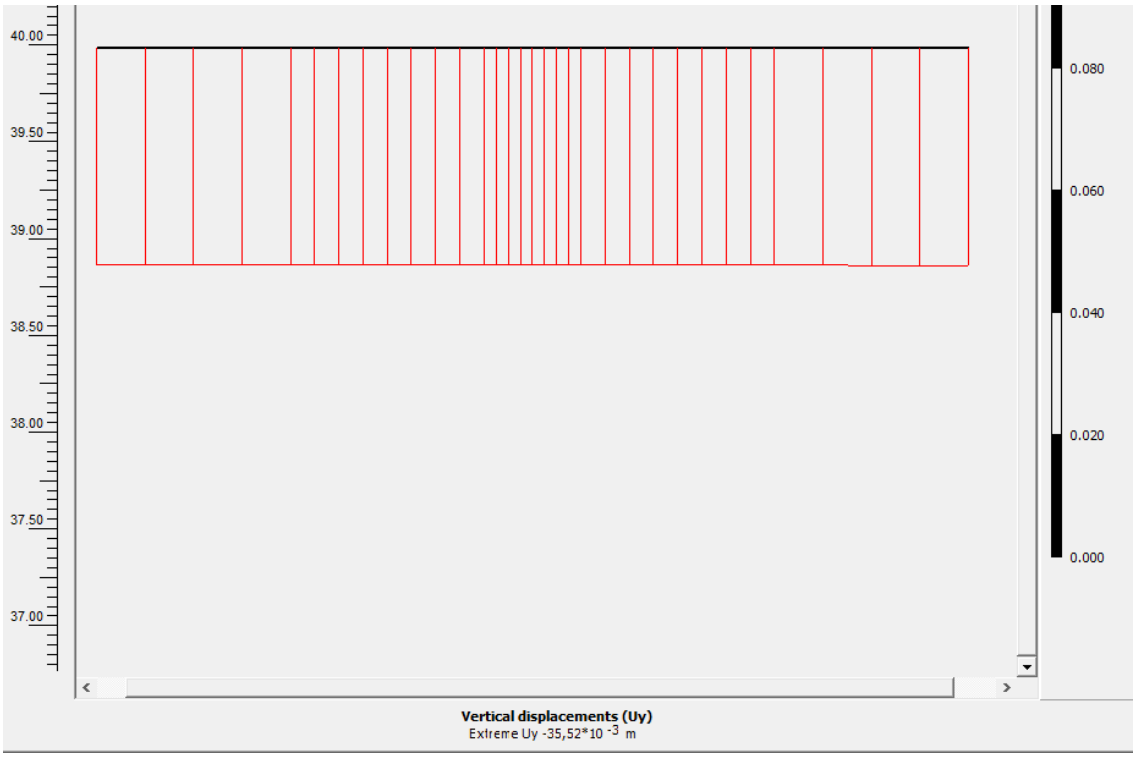


Рисунок 2.37 – Епюра вертикального переміщення ростверку за фазу 8 (sv2_pr2)

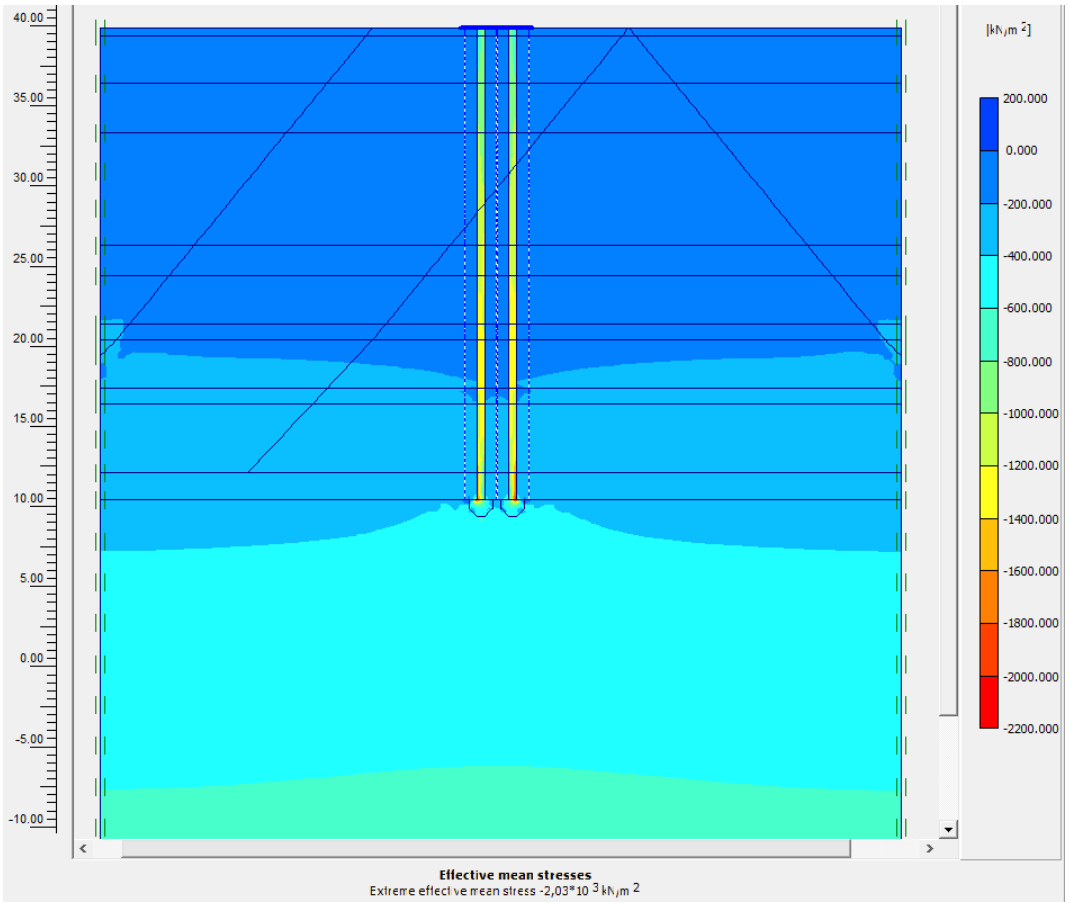


Рисунок 2.38 – Схема ефективних середніх напружень (-2,03*10^3кН*$м^2$)

Ситуація №8: розрахунок плити в умовах обводнення

1. Створюємо фазу 10 (sv-not_pr2), виходячи з фази 9. У зоні трапеції, що обводнюється, змінюємо фізико-механічні характеристики ґрунту на зменшені та задаємо відносну просадність (див. табл. 1).

2. Виконуємо чисельний розрахунок.

3. Отримуємо результати (рис.2.39-2.40).

4.

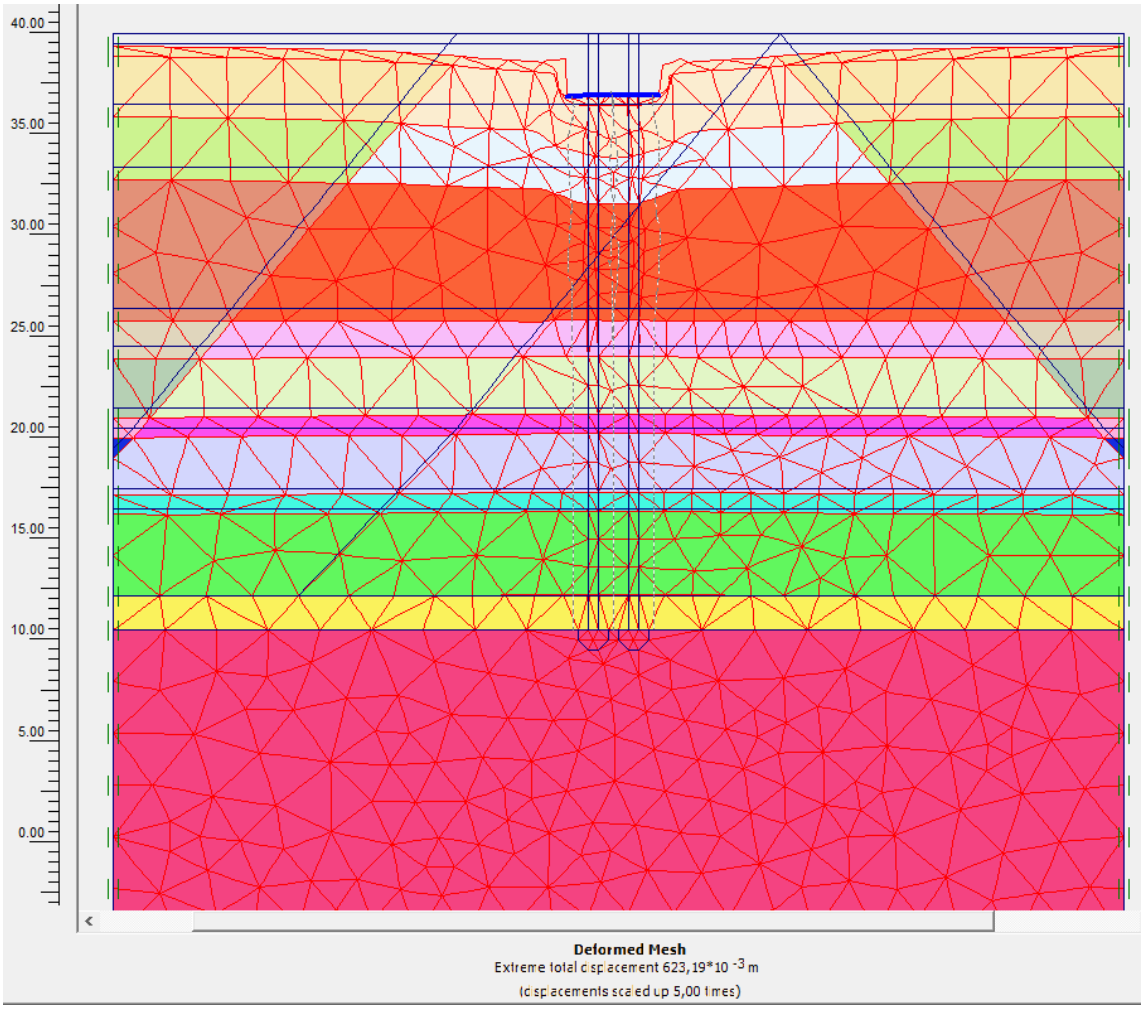


Рисунок 2.39 – Деформована схема фази 9 (sv-not_pr2) – деформації $623{,}16*10^{-3}$ м

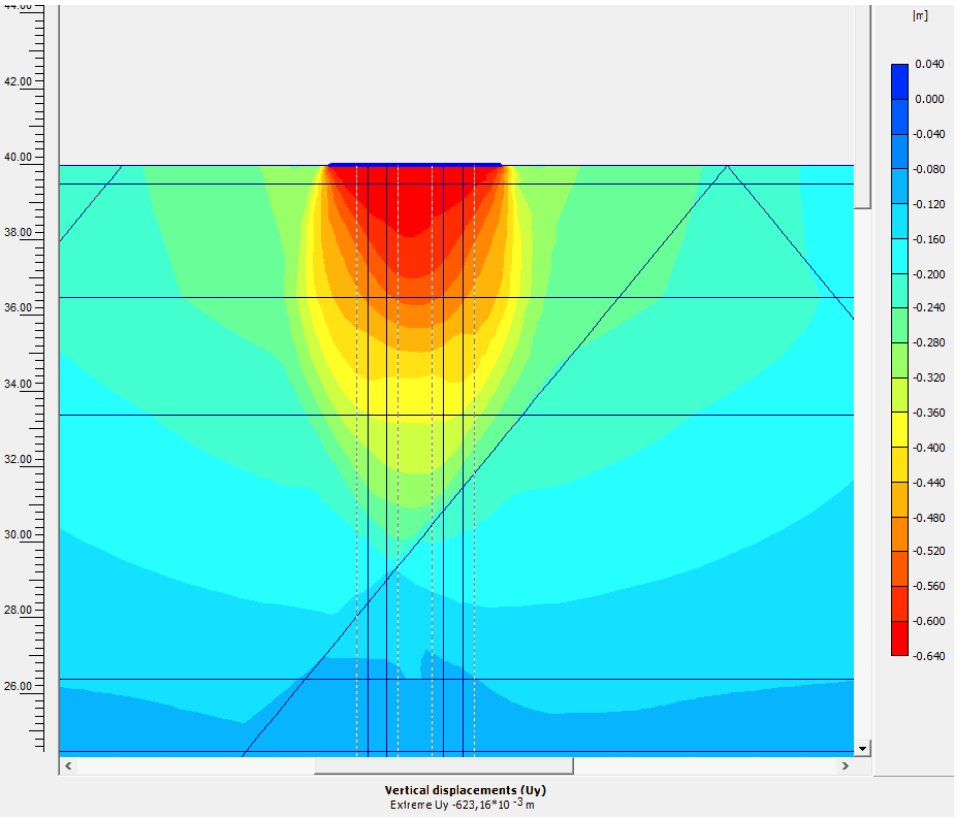


Рисунок 2.40 – Схема вертикального переміщення фази 6 (sv-not_pr2)

2.4 Обробка та інтерпретація результатів, отриманих за допомогою програми Plaxis

Зведемо результати розрахунків у таблицю 2.3.

Таблиця 2.3 – Основні результати розрахунків у Plaxis

Фундамент	стан	Переміщення вертикальні на фазі, мм	Ефективні середні напруження, кН/м^2
1	2	3	4
Паля звичайна	навантажене	59,96	1200
	обводнення 1	44,4	1490
	обводнення 2	51,76	1440

Продовження табл. 2.3

1	2	3	4
Паля з розширенням	навантаження	55,8	1350
	обводнення 1	30,7	2000
	обводнення 2	35,52	2030
Плита	навантаження	239,39	-
	обводнення 2	623,16	-

Аналізуючи дані, наведені в таблиці, можна зробити такі висновки:

1. У представлених ґрунтових умовах застосування паль суттєво зменшує вертикальні переміщення ґрунту як під дією зовнішніх навантажень, так і через просадку при замочуванні.

2. Напруження, що виникають у моделях паль, значно нижчі за граничні значення міцності бетону В15 (15000 кН/м²), тому міцність матеріалу паль не є критичним фактором у даному випадку.

3. Вертикальні переміщення паль із розширенням виявилися меншими, ніж у звичайних паль:

- при навантаженні: 59,96 – 55,8 = 4,16 мм (≈7%),
- при обводненні 1: 44,4 – 30,7 = 13,7 мм (≈31%),
- при обводненні 2: 51,76 – 35,52 = 16,24 мм (≈31%).

Таким чином, використання паль з розширенням дозволяє зменшити вертикальні переміщення під дією навантаження на 7%, а при впливі обводнення 1 та 2 – на 31%.

3 ОПТИМАЛЬНИЙ ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ПРОЦЕС ВСТАНОВЛЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ У ЩІЛЬНИХ ҐРУНТАХ

3.1 Визначення доцільної технології улаштування паль

Вибір оптимальної технологічної схеми влаштування набивних паль у пробурених свердловинах визначається комплексом факторів: інженерно-геологічними та гідрогеологічними умовами будівельного майданчика, а також наявністю у будівельної організації необхідного обладнання та механізмів для виконання пальових робіт.

Технологія облаштування набивних паль у пробурених свердловинах відзначається простотою та невеликою кількістю операцій, що забезпечує регульовану несучу здатність паль. Основні етапи виконання включають:

- буріння свердловин до заданої глибини;
- засипку та ущільнення в забій жорсткого матеріалу для формування розширеної основи (при потребі);
- встановлення арматурного каркаса (за необхідності);
- заповнення свердловин бетоном литої консистенції.

Найбільше поширення у практиці отримала схема влаштування набивних паль без розширеної п’яти. Вона є найпростішою та найменш трудомісткою серед усіх існуючих методик і застосовується як для одиночних паль, так і для групових установок у кущах при навантаженнях на фундамент до 3000 кН, у ґрунтах без піщаних прошарків та лінз, коли рівень ґрунтових вод знаходиться нижче нижньої точки палі.

Для підвищення несучої здатності паль та покращення якості свердловин застосовують технологію [15] додаткового ущільнення пробурених свердловин різними матеріалами, такими як щебінь, глина або жорстка бетонна

суміш (рис. 3.1). Якщо після виконання додаткового ущільнення контрольний показник несучої здатності не досягнуто, операцію повторюють або збільшують обсяг засипаного матеріалу.

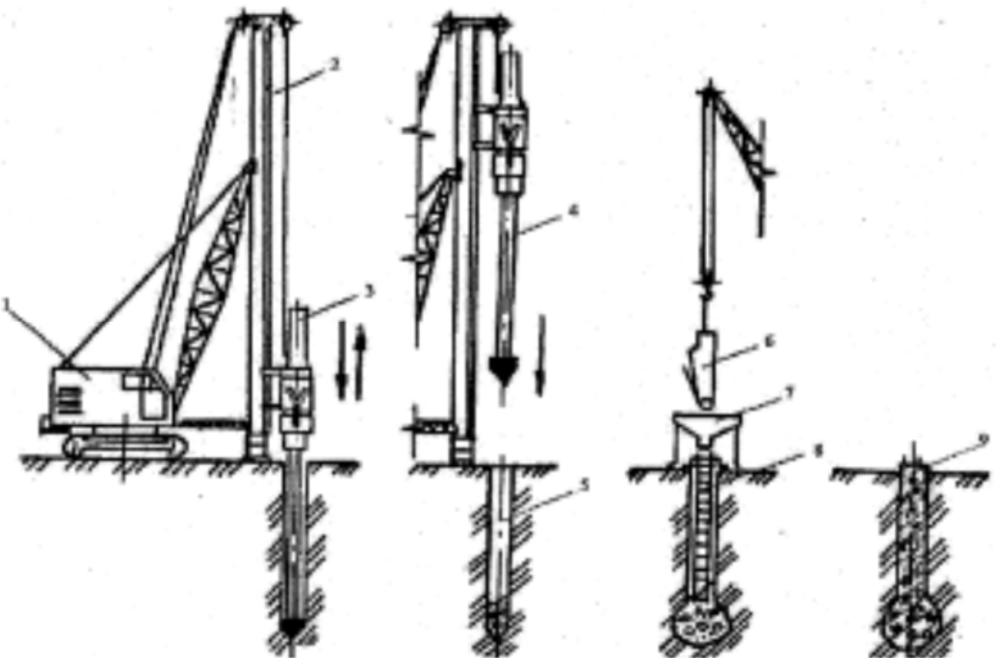


Рисунок 3.1 – Технологічна схема улаштування набивних паль в пробитих свердловинах з додатковим штампуванням: I - занурення снаряда в ґрунт на проектну відмітку та його витягання зі свердловини; II - заповнення свердловини порцією щебеню або жорсткого бетону та облаштування розширеної п'яти; III - установка у свердловину арматурного каркаса, монтаж роз'ємної опалубки та приймальної воронки, укладання бетонної суміші; IV - готова паля
1 - базова машина; 2 - копрова щогла; 3 - молот; 4 - снаряд; 5 - свердловина; 6 - віброцебер; 7 - воронка; 8 - арматурний каркас; 9 - паля

Область застосування робочого органу з розширеним наконечником обмежується стабільними зв’язними ґрунтами при оптимальному рівні вологості. У випадках роботи з іншими ґрунтами або при взаємодії з корпусом штампу часто виникає потреба у додатковій зачистці дна свердловини після вилучення робочого органу. Запобігти цій додатковій операції та забезпечити якість свердловин дозволяє використання робочого органу конічної форми. Витяг такого органу зі свердловини здійснюється за допомогою гідравлічних циліндрів, що спираються на ґрунт через спеціальний опорний майданчик, який

одночасно створює додаткове ущільнення прилеглих шарів ґрунту. Конічні свердловини, отримані при цьому методі, мають гладкі ущільнені стінки верхньої зони завдяки діючим стискаючим зусиллям гідроциліндрів, що запобігає вимиванню ґрунту [16].

Дослідження проведені провідними фахівцями, спрямовані на визначення оптимальних технологічних схем облаштування набивних конічних паль у пробурених свердловинах, проводилися на будівельному майданчику заводу в м. Харків.

Ґрунтовий профіль майданчика складається з палеогенових відкладень середнього еоцену тасаранської свити, представлених піщано-глинистими породами. На глибині 1,9–3,6 м серед глин залягають лінзи пилуватого глауконітово-кварцового піску середньої щільності потужністю від 0,5 до 3 м. Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 3,7–4,4 м від поверхні котловану.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика наведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 − Фізико-механічні показники ґрунту

Фізико-механічна характеристика ґрунту	Значення фізико-механічної характеристики для ґрунту	
	глини тасаранской свити	піску пилеватого – глауконто-кварцевого
Щільність часток г/см3	1,41-1,62	1,45-1,49
Природна вологість	0,12-0,38	---
Показник плинності	0-0,47	---
Коефіцієнт	0,69-0,94	0,79-0,83
Питоме зчеплення з,	0,0433	---
Кут внутрішнього град	16	26
Модуль загальної Е, Мпа	19	11

Дана установка є змінним навісним обладнанням для існуючих пальнобійних агрегатів і включає конічний металевий штамп та гідравлічний пристрій для його витягування. Штамп, який служить робочим органом для формування свердловин у ґрунті, складається з зовнішнього конусоподібного кожуха, центральної труби та наконечника. Діаметр штампу становить 0,22 м у нижній частині та 0,43 м у верхній, а загальна довжина – 5,2 м. Для підвищення жорсткості внутрішню порожнину між центральною трубою та зовнішнім кожухом заповнюють бетоном М200 з дрібним щебенем. Нижня частина штампу має загострення під кутом 60°, що забезпечує легке та швидке пробивання свердловин у ґрунті. Занурення штампу здійснюється за допомогою дизельного або механічного молота.

Витягаючий пристрій включає опорний майданчик з направляючими стійками та рухому траверсу, на якій змонтовані гідроциліндри. Для регулювання висоти траверси передбачені фіксатори-пальці. Конструкція пристрою дозволяє витягувати штамп зі свердловини на різну глибину занурення [17].

Технологія встановлення набивних конічних паль у пробурених свердловинах за допомогою установки УКС є подальшим розвитком методу, включає облаштування фундаментів із розширеною основою у витрамбованому котловані (рис. 3.2). Процес складається з таких основних етапів:

1) Занурення штампу в ґрунт на проектну відмітку за допомогою установки УКС. Після цього включаються гідроциліндри для відриву штампу від ґрунту, а його подальший підйом здійснюється потужністю лебідки базового агрегату.

2) У пробиту свердловину на задану глибину укладається щебінь або жорсткий бетон.

3) Повторне занурення штампу забезпечує трамбування матеріалу у дні та стінках свердловини, що сприяє збільшенню ущільненої зони ґрунту по глибині та площі, а також розширенню п’яти та ствола свердловини. Штампування повторюється до досягнення необхідної величини відмови.

4) У готову свердловину встановлюється арматурний каркас і виливається бетон з послідовним ущільненням глибинним вібратором.

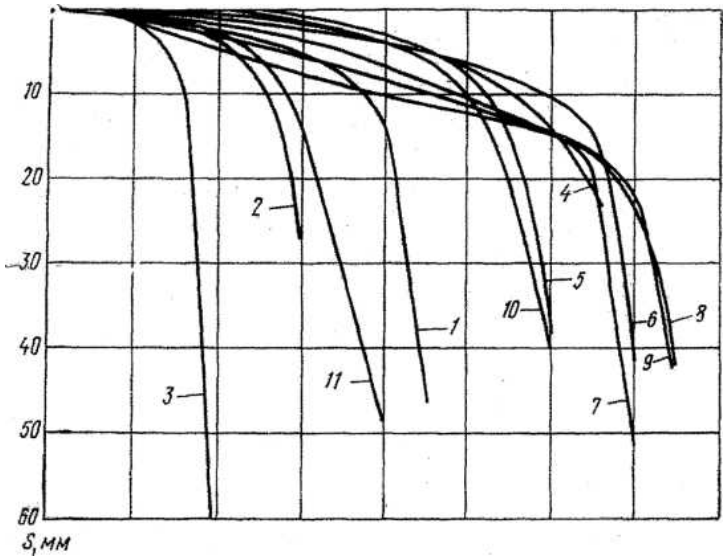


Рисунок 3.2 – Графіки залежності осідань паль від вертикальних статичних навантажень 1-11 - номери паль

Відпрацювання технології та експериментальні дослідження несучої здатності паль проводилися на 11 дослідних палях, виготовлених за п’ятьма різними варіантами технологічних схем. Глибина свердловин для всіх схем була прийнята рівною 3,5 м, що відповідало рівню ґрунтових вод та наявності лінз пилуватого водонасиченого піску в товщі глин [18].

За схемою I (паля 3) після занурення штампу на проектну відмітку його витягували, потім у свердловину встановлювали арматурний каркас і влаштовували бетонну суміш з ущільненням глибинним вібратором.

За технологічною схемою II (палі 1 та 2) свердловини заповнювали щебенем середньої фракції об’ємом 0,1 м³. Наступним кроком порція щебеню ущільнювалася в дні та стінках свердловини повторним зануренням штампу, після чого встановлювався арматурний каркас і проводилося бетонування палі.

За схемою III (палі 10 та 11) свердловини повністю заповнювалися жорсткою бетонною сумішшю об’ємом 0,2 м³, яка ущільнювалася в дно та стінки свердловини повторним зануренням штампу. Це забезпечувало щільний контакт

бетону з ґрунтом і сприяло незначному розширенню свердловин як у площині, так і по глибині.

У схемі IV (палі 4 та 5) свердловини заповнювалися двома порціями жорсткої бетонної суміші по 0,15 м³ з трамбуванням кожної порції зануренням штампу на проектну відмітку.

За схемою V (палі 6–9) дворазово заповнювалися свердловини жорсткою бетонною сумішшю об'ємом 0,2 м³, яка послідовно ущільнювалася повторними зануреннями штампу.

Після завершення процесу штампування у свердловини встановлювалися арматурні каркаси та укладалася лита бетонна суміш з глибинним ущільненням вібраторами.

При реалізації схеми II застосовувався щебінь різних фракцій. Було встановлено, що дрібний щебінь розміром 5–20 мм для штампування свердловин є неефективним, оскільки після витягання штампу частина шару обсипалася зі стінок. Використання великого щебеню при штампуванні створювало нерівномірну зону ущільнення та вимагало значно більше енергії для його трамбування. Через це від застосування дрібного та великого щебеню відмовились, а палі 1 та 2 виготовляли з щебеню середньої фракції 20–40 мм.

Якість штампування свердловин значно покращувалася при використанні жорсткої бетонної суміші на середньому щебені. Необхідну величину відмови штампу було досягнуто при облаштуванні паль за схемою V. Для ущільнення першої порції бетону об'ємом 0,2 м³ в середньому знадобилось 40–44 удари маси 3,5 т з висоти 2,5 м, а для другої порції – 45–60 ударів. Одноразове штампування за схемою III та дворазове за схемою IV не забезпечувало стабільного досягнення необхідної відмови.

Якість штампування свердловин значно покращувалася при використанні жорсткої бетонної суміші на щебені середньої фракції. Необхідну величину відмови штампу вдалося досягти при облаштуванні паль за схемою V. Для ущільнення першої порції жорсткого бетону об'ємом 0,2 м³ у середньому було

потрібно 40–44 удари маси 3,5 т, що падала з висоти 2,5 м; для другої порції — 45–60 ударів. Одноразове штампування свердловин за схемою III та дворазове за схемою IV не забезпечувало стабільного досягнення необхідної величини відмови.

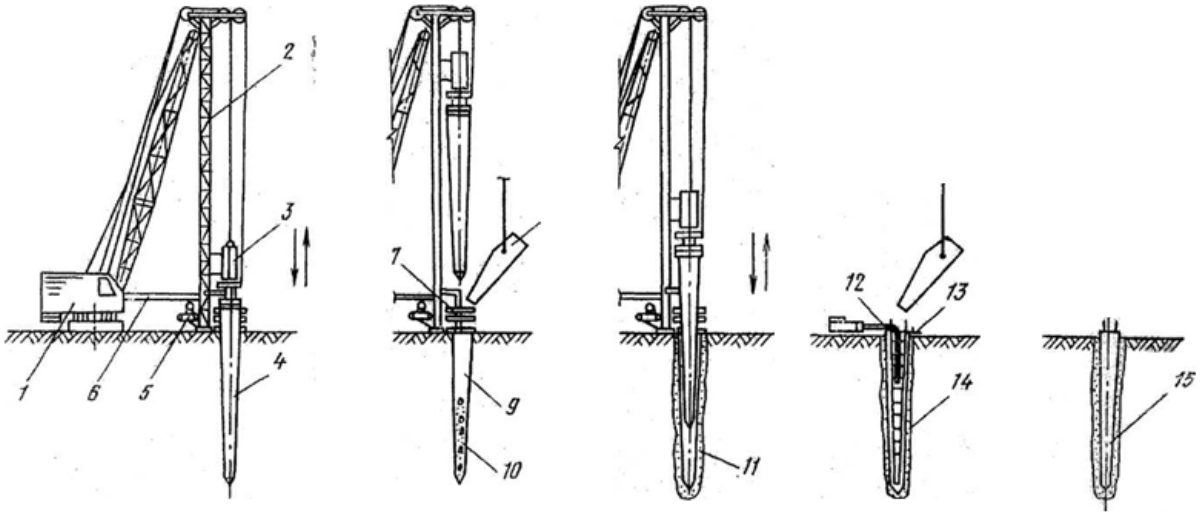


Рисунок 3.3 – Технологічна схема влаштування набивних конічних паль в ложе, яке штампується: I – утворення конічної свердловини; I I – заповнення свердловини жорсткою бетонною сумішшю або щебенем; III – штампування свердловини повторним зануренням штампа; IV – установка арматурного каркасу та бетонування палі; V – готова паля. 1 - базова машина; 2 - щогла; 3 – механічний молот; 4 – конічний штамп; 5 -олієстанція; 6 - розпірна балка; 7 - механізм вилучення; 8 – вібробад'я; 9 - свердловина; 10 – жорстка бетонна суміш або щебінь; 11 - бетонна суміш, яка трамбується в стінки свердловини; 12 - глибинний вібратор; 13 - опалубка для формування голови палі; 14 - арматурний каркас; 15 - готова паля

Всі дослідні палі піддавалися статичним випробуванням вертикальним навантаженням за допомогою домкрата ДГ-200, який спирався на систему металевих балок анкерного стенду. Реактивні зусилля сприймали анкерні забивні палі С-8-30, заглиблені в ґрунт на 7,5 м. Випробування проводилися через 28 діб після облаштування дослідних паль і виконувалися відповідно до вимог, з навантаженням до 600–750 кН.

Результати статичних випробувань паль, виготовлених за п’ятьма різними технологічними схемами, наведені на рис. 3.4. Граничний опір палі 3, облаштованої за схемою I без додаткового штампування свердловини, виявився найнижчим. Додаткове штампування за схемою II підвищило граничний опір паль 1 та 2 до 280–410 кН, що в середньому вдвічі перевищує показники палі 3.

Збільшення об’єму матеріалу при штампуванні до 0,2 м³ та застосування жорсткої бетонної суміші замість щебеню при виготовленні паль 10 та 11 за схемою III дозволило досягти граничного опору 310–540 кН. Порівняно з палію 3, це в середньому в 2,5 рази більше, а щодо паль 1 та 2 — у 1,25 разу.

Середній питомий опір складав: палі 3 — 850 кН/м³, палі 1 та 2 — 1145 кН/м³, палі 10 та 11 — 1070 кН/м³. Найбільш економічною за питомим опором при одноразовому штампуванні виявилася схема II. Проте схеми I, II та III не були придатними для проектування пальових фундаментів корпусу полімеризації, оскільки не забезпечували достатніх абсолютних граничних опорів паль.

Граничний опір паль 4 та 5, виготовлених за схемою IV, становив 555–620 кН. Використання подвійного штампування свердловин порціями жорсткої бетонної суміші по 0,2 м³ для паль 6–9 за схемою V забезпечило стабільний граничний опір у межах 630–657 кН. Порівняно з палію 3, граничний опір паль за схемами IV та V зростав відповідно в 3,6 та 3,8 рази.

Середній питомий опір паль склав 1239 кН/м³ для схеми IV та 1070 кН/м³ для схеми V. Незважаючи на економічні переваги схеми IV, лише схема V стабільно забезпечувала необхідні величини граничного опору. Дослідження показали, що застосування двох порцій жорсткої бетонної суміші по 0,2 м³ під час штампування збільшує площу п’яти палі в 2,5 раза, а граничний опір при вертикальному навантаженні підвищується з 170 кН до 650 кН (у 3,8 рази), тоді як на горизонтальне навантаження зростання складає 1,6 раза.

Для визначення оптимальної конструкції паль на тому ж майданчику були випробувані буронабивні палі діаметром 0,4 м і глибиною занурення 3,5 м, а

також забивні палі С-3,5-30. Проте їхня несуча здатність виявилася в 1,5–2 рази меншою порівняно з набивними конічними палями, виконаними в пробитих свердловинах.

Результати експериментальних досліджень дозволили спроектувати та впровадити оптимальну конструкцію фундаментів корпусу полімеризації Кустанайського заводу хімічного волокна на основі набивних конічних паль у пробитих свердловинах. Продуктивність робіт із облаштування таких паль за допомогою установки УКС становила 15–18 паль за зміну, а повний цикл виготовлення однієї палі тривав 25 хвилин, із яких 18 хвилин відводилось на виконання допоміжних операцій.

Застосування пальових фундаментів на даному об'єкті дозволило скоротити витрати бетону на 35% та витрати арматури на 52%. За рахунок цього зниження кошторисна вартість робіт нульового циклу зменшилась на 108,7 тис. грн, або на 40%.

В процесі експлуатації установки УКС-2 для облаштування конічних свердловин під палі корпусу полімеризації заводу хімічного волокна виявилися можливості значного спрощення технології виконання пальних робіт та удосконалення конструкції самої установки.

Для облаштування конічних свердловин застосовувалася установка УКС-2М, змонтована на базі екскаватора. Особливістю конструкції УКС-2М є траверса витягаючого пристрою, яка складається з двох секцій, рухомо з'єднаних гідроциліндрами. Це дозволяє переміщати траверсу по направляючих стойках за рахунок висування штоків гідроциліндрів без використання додаткової лебідки базової машини.

Експериментальні дослідження роботи набивних конічних паль під дією вертикальних та горизонтальних статичних навантажень, а також відпрацювання технології їх пристрою в літній та зимовий періоди проводились на майданчику будівництва транзитної тепломережі в м. Харків.

Будівельний майданчик складається з четвертинних коричнево-бурих суглинків твердої консистенції потужністю 0,4–6,0 м та третинних зеленувато-сірих глин верхнього палеогену потужністю 2,0–9,0 м. Ґрунтові води зустрічаються на глибині 1,7–14,0 м і приурочені до лінз та шарів пилуватого піску, що залягає серед глин.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.3 − Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Показник	Суглинок коричнево-бурий	Глина зеленувато-сіра
Щільність частить ґрунту	1,84	1,52
Природна вологість	0,13	0-0,17
Показник текучості	0,463	0,786
Коефіцієнт пористості		0,087
Питоме зчеплення		15
Кут зовнішнього тертя	26	17
Модуль загальної деформації	10,9	

Технологія пристрою набивних конічних паль у штампованому ложі для опор тепломережі включає наступні операції (рис. 3.5).

За допомогою установки УКС-2М інвентарний металевий штамп занурюється в ґрунт до проектної глибини. Після цього активуються гідроциліндри, що забезпечують відрив штампу від ґрунту, а підйом його зі свердловини здійснюється лебідкою базової машини. У вже підготовлену свердловину опускається арматурний каркас. Над гирлом свердловини встановлюється роз’ємна металева опалубка для формування монолітного оголовка палі на проектну відмітку, після чого бетон укладається пошарово з ущільненням вібратором.

Після виготовлення необхідної кількості паль для опори монтується опалубка траверси, що має піддон із круглими отворами для проходу оголовків

паль. Роз’ємна опалубка траверси закріплюється на оголовках металевими хомутами з болтовим кріпленням. Після встановлення та вирівнювання арматурного каркаса і заставних деталей здійснюється укладання бетону в опалубку траверси. Готова опора тепломережі представлена на рис. 3.6.

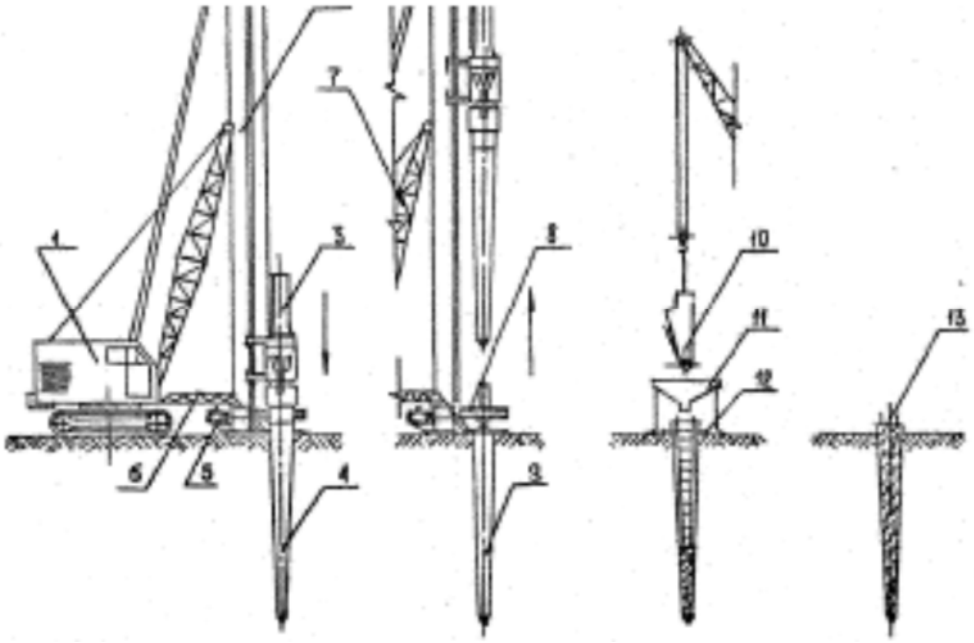


Рисунок 3.5 – Технологічна схема улаштування набивних конічних паль в пробитих свердловинах: I - занурення штампу в ґрунт; II - витягання штампу; III - установка арматурного каркаса, укладання бетонної суміші; IV - готова паля
1 - базова машина; 2 - щогла; 3 - молот; 4 - штамп; 5 - олієстанція; 6 - балка розпору; 7 - стріла; 8 - витягаючий пристрій; 9 - свердловина; 10 - віброцебер; 11 - воронка; 12 - арматурний каркас; 13 – паля

Технологія виготовлення набивних конічних паль для опор тепломережі була значно спрощена порівняно з аналогічними роботами на майданчику корпусу полімеризації в Кустанаї, що стало можливим завдяки виключенню ряду найбільш трудомістких операцій. Зокрема, відсутність необхідності заповнення свердловин жорстким бетоном або щебенем та повторного трамбування матеріалу штампуванням на проектну глибину дозволило скоротити загальний час циклу виготовлення однієї палі на 15 хвилин, або на 43%. Це більш ніж вдвічі

підвищило продуктивність праці, забезпечивши можливість виготовляти 30–35 паль за зміну однією установкою УКС-2М.

Додатково продуктивність підвищувалася за рахунок організації роздільних потоків робіт з пробивки свердловин, бетонування та встановлення монолітних траверс.

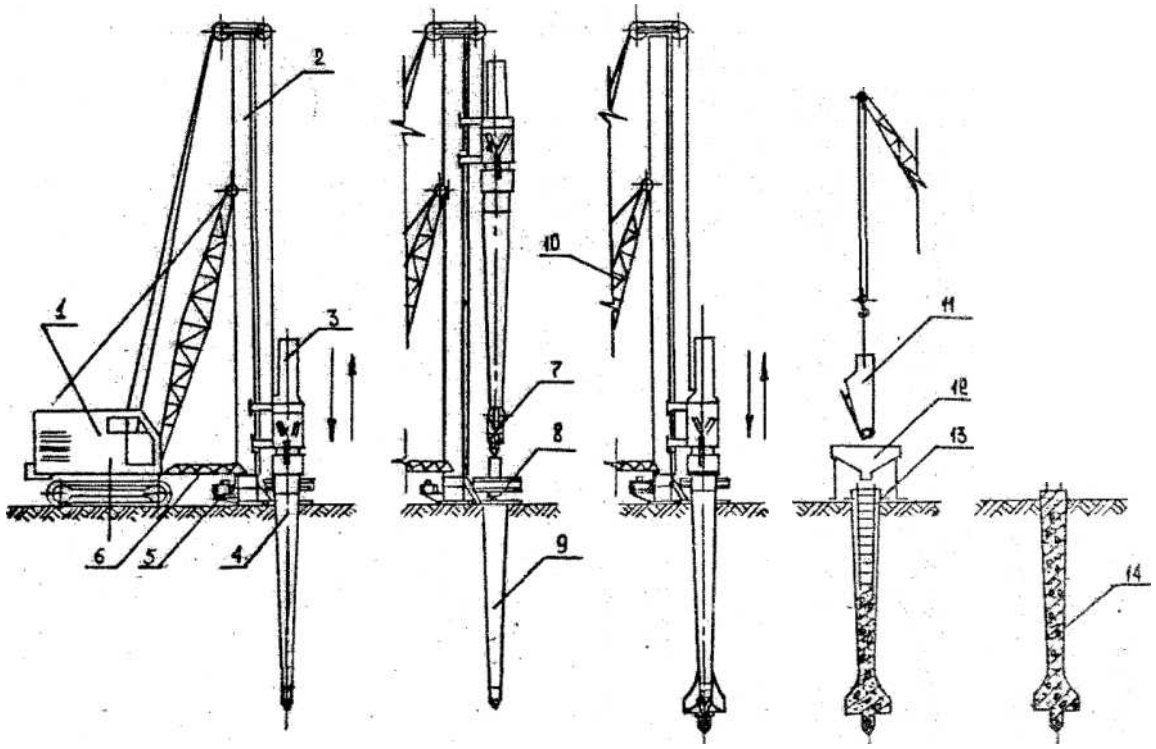


Рисунок 3.6 – Технологічна схема облаштування набивних конічних паль в пробитих свердловинах з розширеною п'ятою:
I - занурення штампу в ґрунт та його витягання;
II - навішування на штамп розширювача;
III - облаштування розширеної п'яти;
IV - монтаж арматурного каркаса, укладання бетонної суміші;
V - готова паля з розширеною п'ятою
1 - базова машина; 2 - щогла; 3 - молот; 4 - штамп; 5 - олієстанція;
6 - балка розпору; 7 - розширювач; 8 - витягаючий пристрій;
9 - свердловина; 10 - стріла; 11 - віброцебер;
12 - воронка; 13 - арматурний каркас; 14-паля

Обслуговування установки УКС-2М здійснювалося двома працівниками – машиністом і його помічником. Арматурні та опалубні роботи, а також бетонування паль і траверс виконувала бригада бетонників з чотирьох осіб. Монтаж опалубки, арматури та укладання бетону проводилися автокраном із цебрами об’ємом 1,2 м³.

Під час проведення пальних робіт у зимовий період застосовувався електропрогрів бетонної суміші, що укладалася в конструкції опор. При промерзанні ґрунту на глибину понад 0,5 м виникла потреба занурення штампу установки УКС-2М у лідируючі свердловини діаметром 500 мм, які бурилися ямобуром на глибину промерзлого шару ґрунту, але не більше 1,5 м.

Для ковзаючих опор тепломережі палі виготовлялися довжиною 3,0 м із верхнім діаметром ствола 0,34 м. Армування ствола виконувалося на всю довжину каркасом із 6 стержнів ∅14 А400 з хомутами ∅10 А400, розташованими через 150 мм.

Для нерухомих опор, що сприймають основне горизонтальне навантаження, довжина паль збільшувалася до 5,0 м, а верхній діаметр ствола становив 0,42 м. Арматурний каркас ствола складався з 8 стержнів ∅25 А400. Діаметр нижньої частини ствола для всіх паль приймався 0,22 м.

Для бетонування використовувався сульфатостійкий бетон М200 із осадкою конуса 8–10 см, що забезпечувало стійкість до агресивного впливу ґрунтових вод. Бетонування здійснювалося без облаштування робочих швів по довжині ствола. Свердловини перед установкою арматури перевірялися, щоб уникнути попадання ґрунту.

На виконані роботи з пробивки свердловин, армування та бетонування оформлялися акти на приховані роботи та вівся журнал пробивки свердловин, де фіксувалися глибина свердловин, кількість ударів молота для занурення штампу та величина отриманих відмов. Ці дані використовувалися для контролю якості пальних робіт і відповідності несучої здатності паль проектним вимогам.

Для уточнення конструктивних рішень та визначення несучої здатності фундаментів були проведені статичні випробування шести досвідчених паль. Всі вони виготовлялися за описаною технологією, мали конічний ствол діаметром 0,22 м у нижній частині та 0,34 м у верхній. Свердловини пробивалися на глибину 3,0 м, а циліндричний монолітний оголовок піднімався на 1,5 м вище планувальної відмітки, що відповідало рівню прикладання максимального горизонтального навантаження.

Граничний опір досвідчених паль при вертикальному навантаженні склав 550–600 кН, а при горизонтальному навантаженні на рівні 1,5 м від поверхні ґрунту — 80 кН. Середній питомий опір паль до вертикальної дії становив 1920 кН/м³, а до горизонтальної — 266 кН/м³.

Результати експериментальних досліджень дозволили спроектувати і реалізувати оптимальну конструкцію опор для надземного прокладання Канарського Гока із застосуванням набивних конічних паль у штампованому ложі.

Використання фундаментів із розширенням ствола в нижній частині дозволяє максимально ефективно задіяти несучу здатність ґрунту. Проте трамбування жорсткого сипкого матеріалу є трудомістким процесом і не дає можливості контролювати розміри та форму розширення під час виконання робіт.

Внаслідок цього зменшується несуча здатність паль, і виникає потреба в ручній обробці поверхні котловану до проектної позначки низу ростверку. Застосування установок типу УКС для пробивки свердловин у ґрунті дозволяє частково скоротити зону вибою завдяки передачі на ґрунт зусиль, що створюються гідроциліндрами витягаючого механізму під час відриву штампу. Проте повністю усунути утворення вибою ґрунту цим способом неможливо.

3.2 Технологічні схеми улаштування паль

Ефективність використання устаткування для пробивки свердловин під набивні палі у будівельному виробництві визначається впливом багатьох факторів, серед яких — технічні характеристики базової машини, параметри занурювального устаткування, особливості навісного робочого обладнання, конфігурація свайного поля об’єкта та технологічний режим виконання робіт. Незважаючи на різноманіття будівельних об’єктів, аналіз показав наявність спільних ознак, до яких можна віднести: довжину і ширину свайного поля, крок свердловин, схему їх розташування (суцільне, лінійне, шахове, концентричне), кількість свердловин у точці поля (поодинокі або групові) та тип ґрунту.

Класифікація об’єктів за цими ознаками дозволяє виділити типові свайні поля, для яких розробляються технологічні схеми, а також визначити оптимальну схему, що надалі застосовується для всіх палі в межах конкретного об’єкта. Найпоширенішим є тип об’єкта зі суцільним розташуванням свердловин (рівномірно по площі свайного поля), і відповідні йому технологічні схеми виконання робіт наведені на рис. 3.7. З рисунка видно, що, з урахуванням особливостей об’єкта та технічних можливостей базової машини з навісним обладнанням, свердловини під набивні палі можна облаштовувати за шістьма технологічними схемами.

Технологічна схема I – подовжньо-послідовна. За цією схемою свердловини пробиваються вздовж об’єкта. Після завершення пробивки першої свердловини базова машина з навісним устаткуванням переміщується до місця наступної свердловини, і операція повторюється по всьому ряду. Коли перший ряд пробурено, машина розгортається для роботи з другим рядом, після чого процес триває за тією ж послідовністю.

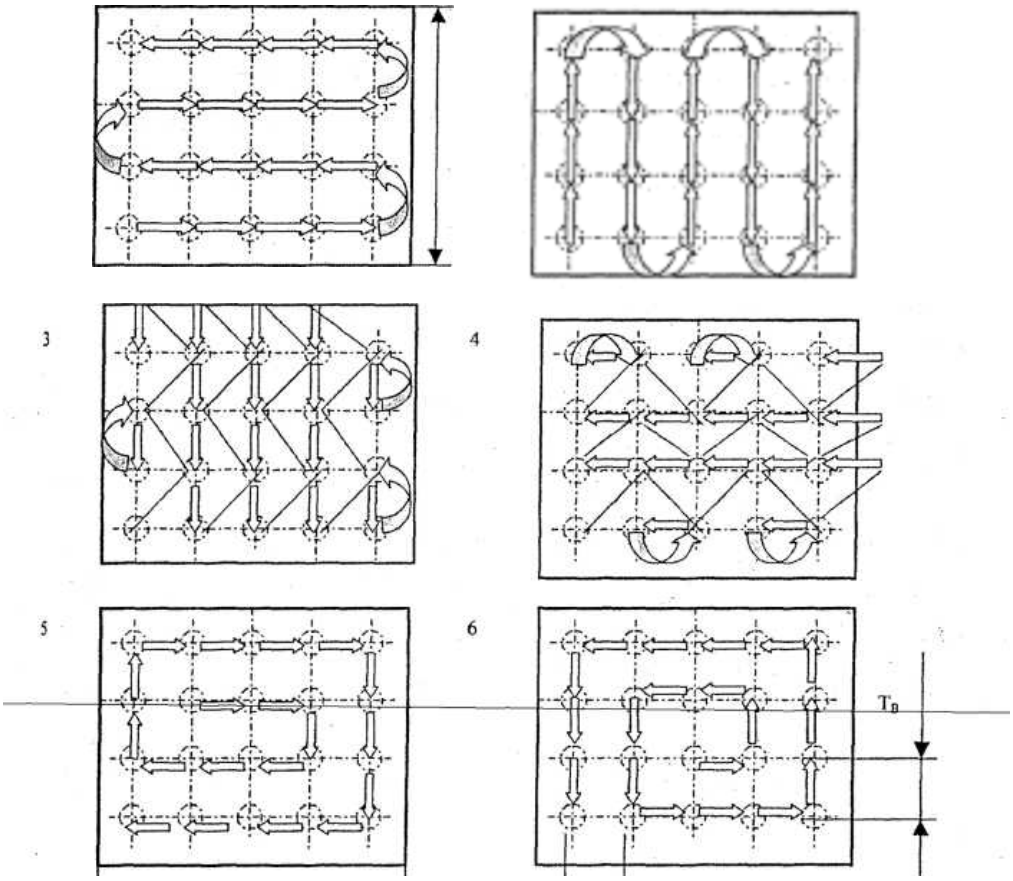


Рисунок 3.8 – Технологічні схеми улаштування паль

Технологічна схема II – поперечно-послідовна. Свердловини виконуються поперек об’єкта. У цьому випадку збільшується кількість розворотів базової машини та її переміщень для облаштування нового ряду свердловин.

Технологічна схема III – подовжньо-паралельна. Тут базова машина після пробивки першої свердловини зміщується під кутом відносно її подовжньої осі. Досягнувши осі другої свердловини, машина розгортається так, щоб її подовжня вісь сумістилася з поперечною віссю свердловини, а потім продовжує рух вперед або назад для поєднання осі навісного устаткування з вертикальною віссю свердловини. Особливістю цієї схеми є те, що при переміщенні машини до нового ряду свердловин не потрібно її додатково розвертати.

Технологічна схема IV – поперечно-паралельна. Послідовність виконання робіт у цій схемі аналогічна схемі III, проте змінюється кількість переміщень машини між рядами та число її розворотів.

Технологічні схеми V і VI – подовжньо- та поперечно-концентричні. Вони відрізняються розташуванням свердловин по концентричних колах уздовж або поперек об’єкта, що забезпечує специфічну організацію пробивки під набивні палі.

Виконання операцій проводиться по концентричних колах у подовжньому або поперечному напрямках. Таким чином, облаштування свердловин під набивні палі на будівельному майданчику може здійснюватися за різними технологічними схемами. При цьому ефективність використання навісного устаткування на базовій машині варіюється. Оптимальний вибір технологічної схеми у конкретних умовах визначається забезпеченням максимальної продуктивності устаткування при мінімальних енергетичних витратах.

Незалежно від обраної схеми, процес пробивки свердловин під набивні палі однаковий. Базова машина з навісним обладнанням під’їжджає до проектної відмітки палі та встановлюється так, щоб її подовжня вісь співпадала з поперечною або подовжньою віссю свердловини, залежно від обраної технології. Копрова щогла приймає вертикальне положення, а витягуючий механізм спирається на ґрунт. Робочий орган навісного обладнання – штамп – занурюється в ґрунт серією ударів поршня бойка молота, після чого витягується зі свердловини за допомогою гідроциліндрів витягуючого пристрою. Базова машина переміщається до наступної точки для пробивки наступної свердловини.

Визначення оптимальної технологічної схеми для конкретного типу свайного поля доцільно виконувати за допомогою економіко-математичного моделювання. До його складових входять: тривалість циклу роботи навісного устаткування, змінна та річна продуктивність, річні експлуатаційні витрати та собівартість одиниці виконаних робіт.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналіз наукових джерел свідчить, що незважаючи на наявність численних технологічних варіантів виконання паль з уширенням, на сучасному етапі переважає застосування буронабивних паль з механічним розширенням.

2. Аналітичний огляд нормативних документів та експериментально-теоретичних досліджень показує відсутність єдиного підходу і методики визначення несучої здатності паль із урахуванням додаткових сил тертя ґрунту по їх бічній поверхні, величина яких є істотною для обґрунтування проектного розрахункового навантаження на палі.

3. Результати порівняльного моделювання буронабивних паль та буронабивних паль із уширенням у програмному комплексі Plaxis показали, що палі з уширенням демонструють підвищену стійкість до просадок у розглянутих ґрунтових умовах на 30% порівняно зі звичайними буронабивними палями. Таке зростання несучої здатності може мати вирішальне значення для забезпечення стабільності та надійності роботи фундаментної конструкції.

4. Використання оптимальної технологічної схеми, що враховує розташування свердловин, параметри базової машини та навісного устаткування, дозволяє підвищити продуктивність робіт, забезпечити рівномірне ущільнення ґрунту та максимальну несучу здатність паль, зменшуючи при цьому витрати матеріалів і енергоресурсів. Розробка і впровадження таких схем дає можливість ефективно адаптувати процес під різні типи пальних полів, що сприяє підвищенню економічної та технічної ефективності будівництва.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд. К.: Мінрегіонбуд, 2017. 76 с. (національний стандарт України).

2. ДБН В.2.1-10-2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд, 2019. 42 с. (національний стандарт України).

3. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови. К.: Мінрегіонбуд, 2023. 30 с. (національний стандарт України).

4. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. К.: Мінрегіонбуд, 2010. 39 с. (національний стандарт України).

5. EN-206:2013. Concrete–Specification, Performance, Production and Conformity; European Committee for Standardization (CEN): Belgium, Brussels, 2013.

6. Andrea Chegut, Piet Eichholtz, Rogier Holtermans Energy efficiency and economic value in affordable housing. Energy Policy. 2016. Vol. 97, P. 39-49.

7. Giacomo Di Foggia Energy efficiency measures in building for achieving sustainable development goals. Heliyon. 2018. Vol. 4, Issue 11.

8. Артюх В.Г., Санников І.В. Торкрет-бетон у цивільних будинках, що реконструюються. *Будівництво України*, 2007. № 3. С. 11-13.

9. Шутенко Л. М., Рудь О. Г., Кічаєва О. В. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с

10. Мещеряков Г.Н., Технология и оборудование для автоматизированного вдавливания свай. Інформаційні технології в освіті, науці та вироб-тві. Вип. 2(13). 2016. С. 27-39.

11. Анотація доповідей XIII Європейського конгресу з механікі грунтів та геотехнічного будівництва. *Бібліотека журнала "Світ геотехніки"*. Запоріжжя

ДНДІБК. 2006. 172 с.

12. Brinkgreve R.B.J., Broere W., Waterman D. Plaxis 2D-version 9. Finite Element Codefor Soiland Rock Analyses. User Manual. Rotterdam: Balkema, 2008.

13. Vermeer P.A., Brinkgrive R.B.J. Manual of Plaxis. Rotterdam, 2001

14. ДБН А.2.1-1-2008 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва. К.: Мінрегіонбуд, 2017. 74 с. (національний стандарт України).

15. Meshcheriakov, G., Doubrovsky, M.. Conceptual techniques for full-scale physical modeling of pressed-in pile behavior. Proc. of the Intern. Conf. ICPMG 2010: Physical Modelling in Geotechnics. Zurich, Switzerland. Springman, Laue & Seward Taylor & Francis Group, London, pp. 817-822.

16. Гембарський Л.В., Стовпник С.М., Вапнічна В.В. Технологія, механізація та організація геотехнічного будівництва: навчальний посібник. Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2020. 160 с.

17. Зоценко М. Л, Коваленко В. І., Яковлєв А. В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: навчальний підручник. Полтава, 2003. 446 с

18. Тютькін О. Л., Купрій В. П., Дубінчик О. І. Основи та фундаменти : навчальний посібник. Дніпро : Укр. держ. ун-т науки і технологій, 2022. 126 с