

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

"Допущено до захисту"

Зав. кафедрою БДМБ

к.т.н., професор

_____ Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2022 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

За другим (магістерським) рівнем вищої освіти
на тему

**Дослідження ефективності підсилення фундаментів та
покращення властивостей ґрунтової основи ін'єкційними
засобами**

Виконав здобувач вищої освіти

6 курсу, групи Бі-21М

спеціальності 192 Будівництво та
цивільна інженерія

_____ Дмитро ГУБА

" ____ " _____ 2022 р.

Керівник роботи, к.т.н., доцент

_____ Андрій ТИХИЙ

" ____ " _____ 2022 р.

м. Кропивницький

Центральноукраїнський національний технічний університет

Факультет будівництва та транспорту

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

Освітньо-кваліфікаційний рівень – магістр

Спеціальність – 192 Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ

1 вересня 2022 р.

З А В Д А Н Н Я

**на кваліфікаційну магістерську роботу
здобувача вищої освіти Губи Дмитра Віталійовича**

1. Тема роботи: "Дослідження ефективності підсилення фундаментів та покращення властивостей ґрунтової основи ін'єкційними засобами "

керівник роботи – к.т.н., Андрій ТИХИЙ,

затверджені наказом по університету від 17 серпня 2022 р. № 22-13.

2. Термін здачі здобувачем закінченої роботи – 26 листопада 2022 р.

3. Вихідні дані до роботи:

- нормативна, довідкова, наукова та навчальна література з питань проектування перекриттів будівель;
- проектні рішення залізобетонних плит перекриття.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які слід розробити):

- геотехнічні проблеми забезпечення надійності будівель в процесі експлуатації;
- методи перетворення фізико-механічних характеристик ґрунтів
- методи підсилення пальових фундаментів;
- дослідження взаємодія системи підсилення з ґрунтових основ на моделях у лабораторних умовах;
- міцнісні і деформативні характеристики матеріалів;
- аналіз результатів випробувань моделей досліджуваної системи лабораторних умов;
- дослідження взаємодії комбінованої системи підсилення пальових фундаментів з ґрунтовою основою на основі розрахункового моделювання;
- фактори, що впливають на формування та геометричні параметри контрольованого розширення;
- заходи з охорони праці.

5. Перелік графічного матеріалу: мультимедійна презентація (не менше 20 слайдів) що ілюструє методику та результати досліджень.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Огляд літератури	доцент Тихий А.А.		
Методика досліджень	доцент Тихий А.А.		
Теоретичні дослідження	доцент Тихий А.А.		
Експериментальне проектування	доцент Тихий А.А.		
Охорона праці	доцент Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання – 1 вересня 2022 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів роботи	Строки виконання етапів роботи	Примітка
1	Бібліографічний огляд досліджень роботи бетону і залізобетонних балок	11.09.2022	
2	Розроблення методики експериментального проектування та її програмної реалізації	18.09.2022	
3	Розроблення методів перетворення фізико-механічних характеристик ґрунтів	25.09.2022	
4	Методика проведення досліджень у лабораторних умовах	08.10.2022	
5	Вдосконалення методики проектування основ плитних фундаментів по деформаціях	22.10.2022	
6	Розробка технології влаштування системи підсилення стрічкових пальових фундаментів	29.10.2022	
7	Розроблення заходів з охорони праці	10.11.2022	
8	Оформлення пояснювальної записки та мультимедійної презентації	15.11.2022	
9	Підготовка до захисту	20.11.2022	

Здобувач

Д.В. Губа

Керівник КМР

А.А. Тихий

[illegible]

Анотація

За роки бурхливого розвитку міст зведено величезну кількість будівель на стрічкових фундаментах. Маючи негативну ситуацію з інженерними мережами у старих будівлях, частим явищем стає техногенне замочування основи та розструктурування ґрунтів. Зміна консистенції глинистих ґрунтів призводить до додаткових осідань фундаментів чи окремих їх фрагментів в наслідок чого призводить до аварійного стану будівель. Тому актуальним питанням є підсилення фундаментів, пов'язане з реконструкцією, надбудовою та підсиленням існуючих будівель. Одним із перспективних та найбільш надійних способів підсилення фундаментів є влаштування паль, застосування яких дозволяє забезпечити своєчасний вступ у роботу нових ділянок фундаменту та позитивно позначається на зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Водночас у будівництві намітилася тенденція зменшення поверхів будівель, що тягне за собою зниження навантажень на фундаменти. При тому що частка вартості фундаменту малоповерхової будівлі зростає до 30% від загальної кошторисної вартості будівництва. У зв'язку з цим не менш актуальним завданням - є розробка ефективних конструкцій фундаментів під малоповерхові будівлі.

Одним із шляхів удосконалення конструкцій пальових фундаментів є застосування найбільш раціональних та компактних конструкцій паль (мікропалі), з високою питомою несучою здатністю, та облік у роботі фундаменту всіх компонентів, що входять до нього.

SUMMARY

During the years of rapid development of cities, a huge number of buildings were erected on strip foundations. Having a negative situation with engineering networks in old buildings, man-made wetting of the base and structuring of the soil becomes a frequent phenomenon. A change in the consistency of clay soils leads to additional subsidence of the foundations or their individual fragments, which in turn leads to the emergency condition of buildings. Therefore, the strengthening of the foundations associated with the reconstruction, superstructure and strengthening of existing buildings is an urgent issue. One of the promising and most reliable ways of strengthening the foundations is the installation of piles, the use of which allows you to ensure the timely entry into operation of new sections of the foundation and has a positive effect on the change in the physical and mechanical properties of the soil.

At the same time, in the construction industry, a tendency to reduce the floors of buildings has emerged, which entails a reduction in the loads on the foundations. Despite the fact that the share of the cost of the foundation of a low-rise building increases to 30% of the total estimated cost of construction. In this regard, an equally urgent task is the development of effective foundation structures for low-rise buildings.

One of the ways to improve the construction of pile foundations is the use of the most rational and compact constructions of piles (micropiles) with a high specific load-bearing capacity, and accounting for the work of the foundation of all components included in it.

З М І С Т

Вступ

1. Стан питання та постановка завдань магістерської роботи.....	6
1.1. Підсилення фундаментів палями.....	6
1.2. Палі з ущільненою основою. визначення меж ущільненої зони.....	9
1.3. Вплив відстані між палями на несучу здатність і осідання палих фундаментів з низьким ростверком.....	18
1.4. Існуючі методи розрахунку палих фундаментів з низьким розвірком.....	24
1.5.ВИСНОВОК.	

2. Експериментальні дослідження роботи одиночних мікропаль.

2.1 ДОСЛІДНИЙ МАЙДАНЧИК І ЗАВДАННЯ ЕКСПЕРИМЕНТІВ.

2.2. МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ПОЛЬОВИХ ЕКСПЕРИМЕНТІВ.

2.2.1. Технологія виготовлення та влаштування мікропаль.

2.2.2. Прилади та обладнання.

2.2.3. Порядок проведення експериментів.

2.3. ДАНІ ПОЛЬОВИХ ЕКСПЕРИМЕНТІВ.

2.3.1. Осідання та несучая здатність мікропаль.

2.3.2. Напружено-деформований стан основи мікропаль з витрамбованими розширеннями.

2.3.3. Дослідження формоутворення розширень та ущільненої зони ґрунту.

2.4. ВИСНОВКИ.

Додатки

					КМР 243 ПЗ			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Дослідження ефективності підсилення фундаментів та покращення властивостей ґрунтової основи ін'єкційними засобами	Літ.	Арк.	Аркушів
Розроб.		Губа Д.В.					1	
Перевір.		Тихий А.А.						
Реценз.								
Н. Контр.		Дарієнко В.В.						
Затверд.		Настоящий В.А.				ЦНТУ гр. БІ-21 М		

ВСТУП

За роки бурхливого розвитку міст зведено величезну кількість будівель на стрічкових фундаментах. Маючи негативну ситуацію з інженерними мережами у старих будівлях, частим явищем стає техногенне замочування основи та розструктурування ґрунтів. Зміна консистенції глинистих ґрунтів призводить до додаткових осідань фундаментів чи окремих їх фрагментів в наслідок чого призводить до аварійного стану будівель. Тому актуальним питанням є підсилення фундаментів, пов'язане з реконструкцією, надбудовою та підсиленням існуючих будівель. Одним із перспективних та найбільш надійних способів підсилення фундаментів є влаштування паль, застосування яких дозволяє забезпечити своєчасний вступ у роботу нових ділянок фундаменту та позитивно позначається на зміні фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Водночас у будівництві намітилася тенденція зменшення поверхів будівель, що тягне за собою зниження навантажень на фундаменти. При тому що частка вартості фундаменту малоповерхової будівлі зростає до 30% від загальної кошторисної вартості будівництва. У зв'язку з цим не менш актуальним завданням - є розробка ефективних конструкцій фундаментів під малоповерхові будівлі.

Одним із шляхів удосконалення конструкцій пальових фундаментів є застосування найбільш раціональних та компактних конструкцій паль (мікропалі), з високою питомою несучою здатністю, та облік у роботі фундаменту всіх компонентів, що входять до нього.

Актуальним завданням у цьому випадку є скорочення витрат на підсилення фундаментів реконструйованих будівель, розробка конструкцій та дослідження роботи мікропаль і стрічкових фундаментів з їх використанням на високому та низькому розтверку.

Однією з найбільш ефективних конструкцій паль з високою питомою несучою здатністю є паля з розширенням у нижньому торці. Поширення може виконуватися різними способами: вдавлюючим, ударним, вібротрамбованим, камуфлетним, але у всіх випадках створюється локальна ущільнена зона ґрунту з покращеними фізико-механічними характеристиками.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Конструювання пальових фундаментів, засноване на визначенні оптимальних параметрів елементів конструкцій, до яких належать:

-діаметр і довжина стовбура палі, діаметр розширення палі, ширина розтверку та крок паль, поряд з розробкою інженерного методу розрахунку, що враховує реальні умови спільної роботи паль та розтверку, дозволило б отримати значний економічний ефект.

Метою цієї роботи є розробка мікропаль та фундаментів на мікропалях для підсилення фундаментів, інженерного методу розрахунку мікропаль зі знаходженням оптимальних геометричних параметрів конструкції, методу розрахунку фундаментів на мікропалях з урахуванням взаємовпливу всіх елементів конструкції.

Для досягнення поставленої мети було вирішено такі завдання:

-розроблена конструкція мікропаль з розширенням та стрічкових фундаментів на мікропалях для підсилення існуючих фундаментів;

- здійснено оптимізацію геометричних параметрів мікропаль;

- проведено експериментальні дослідження несучої здатності і осідання, одиночних мікропаль і стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком;

-проведено експериментальні дослідження та чисельне моделювання методом кінцевих елементів (МКЕ) напружено-деформованого стану (НДС) основи одиночних мікропаль та стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком;

- розроблено інженерний метод розрахунку несучої здатності одиночних мікропаль, що дозволяє враховувати ущільнення ґрунту при влаштуванні витрамбованого розширення та метод розрахунку стрічкових фундаментів на мікропальниках з низьким розтверком по заданих осіданнях;

Наукова новизна роботи полягає в тому, що проведено експериментально-теоретичні дослідження несучої здатності, осідання та НДС основи мікропаль та стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком, які дозволили:

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- Провести оптимізацію геометричних параметрів мікропаль; встановити несучу здатність, осідання та НДС основи одиночних мікропаль і стрічкових фундаментів на мікропальниках з високим і низьким розтверком;

- Вивчити вплив ущільнення на зміну фізико-механічних характеристик ґрунту;

- розробити метод розрахунку несучої здатності одиночних мікропаль з урахуванням ущільненої зони ґрунту навколо розширення мікропалі та метод розрахунку стрічкових фундаментів на мікропалях за заданими осіданням.

ПРАКТИЧНЕ ЗНАЧЕННЯ роботи полягає у розробці конструкції мікропаль та ефективної конструкції фундаменту на мікропалях з високою питомою несучою здатністю для підсилення фундаментів реконструйованих будівель та інженерного методу розрахунку фундаментів з низьким розтверком по заданих осіданнях.

НА ЗАХИСТ ВІНОСЯТЬСЯ:

- Результати експериментально-теоретичних досліджень роботи одиночних мікропаль і стрічкових фундаментів на мікропальниках з високим і низьким розтверком;

- метод розрахунку несучої здатності мікропаль з розширенням з обліком ущільненої зони ґрунту;

- метод розрахунку стрічкових фундаментів на мікропалях з низьким розтверком по заданих осіданнях, розроблений на основі результатів експериментальних досліджень; дані оптимізації геометричних параметрів мікропаль; основні висновки та рекомендації зроблені на основі експериментальних та теоретичних досліджень.

Результати досліджень були опубліковані у статтях і тезах доповідей: Дмитро Губа, Богдан Прозоров, Зоя Аносова //Підсилення фундаментів та покращення властивостей ґрунтової основи ін'єкційними засобами//ст 233- 234//. Структура роботи. Робота складається з 25 слайдів мультимедійної презентації, альбому документів на 85 сторінках, у тому числі 6 таблиць, 36 рисунків, списку з 34 використаних джерел, додатків на 42 сторінках. Текст пояснювальної записки містить вступ, 3 розділа, висновки і рекомендації за результатами роботи.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розділ 1.

СТАН ПИТАННЯ ТА ПОСТАНОВКА ЗАВДАНЬ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ

1.1. Підсилення фундаментів палями.

Застосування паль для Підсилення фундаментів зумовлюється різною структурою ґрунтів у безпосередній близькості від підшови (при наявності ґрунтових вод), з високою деформованістю ґрунтів. Палі дають змогу передати навантаження на глибші шари основи, коли розширення підшови стає малоефективним. Зазвичай застосовують буронабивні, буроін'єкційні, вдавлювані або інші типи паль, які не чинять негативного впливу на надфундаментні конструкції.

У разі підсилення стрічкових фундаментів буронабивними палями їх розташовують паралельними рядами з обох боків, тобто роблять виносними. Відстань між палями в поперечному напрямку визначається шириною фундаменту, а також зручністю розташування будівельного обладнання. Під час підсилення стовпчастих одиночних фундаментів палі влаштовують у вигляді куща. Голови паль з арматурними випусками пов'язують залізобетонною обіймою, яку виконують навколо наявного фундаменту.

1.Набивні палі формують у ґрунті зазвичай із підвальних приміщень за допомогою обсадних труб, або в попередньо пробурених свердловинах, і влаштовують, зазвичай, поза контуром наявного фундаменту. Навантаження від будівлі на палі передається за допомогою упорних металевих або залізобетонних горизонтальних балок, що пробиваються через стіну або наявний фундамент. Палі підсилення об'єднують розтверком або встановлюють на них поперечні інвентарні залізобетонні або металеві рандбалки, необхідні для обтиснення паль і включення їх у роботу.

2.Буроін'єкційні палі можна застосовувати для підсилення основ будівель і споруд під час будівництва поруч із ними нових об'єктів, зокрема й під час прокладання тунелів. Для підсилення основ буроін'єкційними палями через стіни і фундамент будівлі, що посилюється, пробурюють вертикальні або похилі

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

свердловини діаметром 80-250 мм верстатами обертального буріння. Після закінчення буріння і вилучення бурового снаряда, в свердловину, заповнену глинистим розчином, опускають по секціях і встановлюють арматурний каркас. Потім у свердловину опускають ін'єктор, через який подають цементно-піщаний розчин під тиском до 0,3 МПа і здійснюють бетонування палі.

За допомогою буроін'єкційних паль можна проводити підсилення фундаментів, не розробляючи котлованів і не порушуючи природної структури ґрунтів підстави, оскільки обладнання, яке застосовують для їхнього облаштування, не створює динамічних впливів, і, крім того, воно малогабаритне і може бути встановлене як усередині житлового або виробничого приміщення, так і в його підвальної частині. Підсилення цим способом найдоцільніше виконувати, якщо ґрунти основи реконструйованої будівлі мають низьку несучу здатність.

У цьому разі частину або все навантаження від фундаменту передають на більш глибоко розташовані міцні шари ґрунту. Підсилення фундаментів шляхом влаштування буроін'єкційних паль можливе в будь-яких ґрунтових умовах, водночас вартість робіт знижується в 2-2,5 раза порівняно з влаштуванням буронабивних паль.

3.Останнім часом великого поширення набули вдавлювані палі, що складаються з окремих елементів, які послідовно вдавлюються в ґрунт за допомогою домкрата. Елементи виготовляють із залізобетону у вигляді секцій зі спеціальними стиками, що дають змогу швидко виконувати їхнє з'єднання, або з обрізків металевих труб, які з'єднуються на зварюванні.

Палі, що вдавлюються, ефективніші за буроін'єкційні палі, оскільки для їхнього виготовлення не потрібне бурове устаткування, яке через скрутні умови часто буває важко використовувати, крім того, недолік буроін'єкційних паль полягає в тому, що для симетричного підсилення фундаментів потрібно влаштовувати два ряди паль навіть у випадках, коли достатньо одного ряду для забезпечення несучої здатності. Під час застосування вдавлюваних паль порівняно з виносними буронабивними палями не потрібні поперечні балки і, як правило, обходяться в 1,5 раза меншим числом паль. Треба зазначити, що застосування методу вдавлювання

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						7
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

паль під час підсилення основ будівель і споруд забезпечує проведення робіт без зупинки виробничих процесів. Крім того, вдавлювання відбувається на відміну від інших видів пальових робіт без динамічних зусиль на палю, що ліквідує можливість утворення тріщин у голові та зануреній частині паль.

Одним із різновидів багатосекційних вдавлюваних паль є широко використовувані за кордоном і добре відомі палі "Мега". Їх виготовляють зі збірних залізобетонних елементів завдовжки 80-100 см квадратними з поперечними перерізами 20х20 і 30х30 см або круглими з наскрізним каналом по осі елемента діаметром 75-100 мм і масою до 100 кг.

Під несучою стіною захватками розробляють траншею завширшки 1 м і завглибшки не менше ніж 1,5 м і влаштовують у стіні вирівнювальну розподільну балку зі сталі або залізобетону. Нижній елемент палі встановлюють на дно котловану під розподільну балку і вдавлюють у ґрунт основи. Коли нижній елемент палі втиснутий, домкрат прибирають і на торець першого елемента встановлюють наступний, після чого повторюють процес вдавлювання. Потім опускають арматуру та ін'єктують розчин цементу. Після цього простір між стійками бетонують.

Головною перевагою способу пересадки фундаменту на палі є:

- його надійність,
- можливість контролю несучої здатності елементів підсилення.

Недоліком технологічних прийомів підсилення основ і фундаментів палями є:

- ° їхня тривалість,
- ° трудомісткість,
- ° великий обсяг земляних робіт,
- ° відносно велика маса окремих секцій паль,
- ° наявність вологих процесів, пов'язаних зі знеструмленням.

Великогабаритне обладнання для влаштування громіздких паль ускладнює виконання робіт в обмежених умовах реконструкції. Крім того, розкриття шурфів або траншей уздовж перевантаженого фундаменту до його підшови небезпечне, а в умовах слабких ґрунтів за високого рівня підземних вод нереальне.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						8
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

До того ж пересадка фундаменту на палі передбачає повне передання навантаження від будівлі на палі, за умови ігнорування можливості внеску стрічкового фундаменту в несучу здатність конструкції загалом.

Тому необхідно розробити конструкцію палі і спосіб підсилення фундаментів, що дає змогу максимально використовувати несучу здатність наявного фундаменту шляхом зменшення деформацій ґрунту під подошвою від впливу паль, повністю виключити екскавацію ґрунту і "мокрі" процеси під час влаштування паль, а також максимально поліпшити фізико-механічні характеристики ґрунту і під час розрахунку врахувати фактичні міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту під подошвою фундаменту.

1.2. Палі з ущільненою основою. Визначення міжущільненої зони.

До конструкцій паль з ущільненою основою належать палі, технологія влаштування яких забезпечує часткове або повне витіснення ґрунту з об'єму палі в навколишній масив, що призводить до утворення локальної зони ущільнення ґрунту та поліпшення його фізико механічних характеристик. Палі з ущільненою основою можуть застосовуватися в різних ґрунтових умовах, що дають змогу ущільнювати навколишній масив ґрунту.

Палі, як окремі конструкції фундаментів, являють собою стійки, занурені в ґрунт, або виготовлені в ґрунті, призначені для передавання навантажень від верхніх конструкцій будівель і споруд на ґрунт.

Поняття "паля з розширенням" об'єднує велику кількість різних конструкцій паль і способів їх виготовлення. За способом влаштування ущільненої зони ґрунту під п'ятою палі їх можна розділити на дві основні групи.

- Палі заводського виготовлення з жорсткими механічними уширювачами.
- Палі, що виготовляються в ґрунті, з бетонним розширенням.

До першої групи належать палі з жорсткими палями, що розкриваються в ґрунті у ширині, яким автори давали різні назви: "поворотні крила" (Зворикін А.К.), "шпори" (В. Ранд, Ж. Рузен), "наконечники" (Грутман М.С.), "лопасть" (Феклін В.І.).

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						9
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Зараз найбільш уживаним є термін "гвинтові палі".

Питаннями розроблення конструкцій паль з розширювачами, що розкриваються, і дослідженням їхньої роботи в різних країнах займалися Зворикін А.К., Макаров Є.В., В. Фейєрбах, Старшинов М.М., В. Ранд, Ж. Рузен, Ловелл, Барклей, Грутман М.С., Бойко І.П., Спиридонов С.С., Феклін В.І., Захарченко А.Д., Бартоломей А.А., Чикишев В.М., Конкін В.С., Малишкін А.П., Бай В.Ф. і багато інших авторів.

Основними відмінними рисами цих паль є те, що "гвинтові палі" - палі повного заводського виготовлення, стовбур яких забезпечений висунутими в ґрунті розширювачами. Розширювачі, як правило, влаштовують біля п'яти палі або в кілька ярусів по стовбуру. Під час занурення палі на задану глибину приводяться в дію механізми, що фіксують гвинти, і слідом за цим слідує добивання палі.

У процесі добивання завдяки відсічі ґрунту, що впливає на гвинти, відбувається їхнє розкриття, і під гвинтами утворюється локальна зона ущільненого ґрунту.

Багатьма дослідниками доведено ефективність паль із гвинтами, що розкриваються. Однак застосування цих паль для зведення фундаментів не знайшло широкого поширення через: складну конструкцію і трудомісткість виготовлення палі, що має механічні частини.

Серед паль, що виготовляються в ґрунті, з ущільненою основою найвідоміші палі з цибулеподібною розширеною п'ятою системи Ягудіна А.М., які стали відомими з 1966 р. Особливістю влаштування цих паль є горизонтальне ущільнення ґрунту на рівні нижнього кінця палі за допомогою спеціального гідравлічного розширювача, водночас густину ґрунту підвищують не під п'ятою палі, а за бічною поверхнею розширення. Для усунення цього недоліку проводиться додаткове трамбування забою свердловини. Величина отриманої зони ущільненого ґрунту в районі розширення становить: по горизонталі один діаметр розширення $d_{\text{роз}}$, по вертикалі $0,4d_{\text{роз}}$.

Набивні палі з видавленим розширенням вперше застосовано в 1978 р. під час будівництва 9-ти поверхових житлових будинків на осідаючих ґрунтах малої

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						10
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

товщі.

Установка для продавлювання свердловини складається з металевого мосту прольотом 19 м на залізничному ході, вантажного візка, баласту, палезатискного агрегату і палі штамп. Спочатку продавлюється свердловина до проектної позначки з утворенням розширення з плоскою нижньою поверхнею, потім витягується палі-штамп і проводиться бетонування. Величина отриманої зони ущільнення в районі плоского розширення становить: по горизонталі $0,2 d_{роз}$, по вертикалі $1,4 d_{роз}$.

Палі з камуфлетною розширеною п'ятою також застосовують в якості фундаменту. Розширення утворюється завдяки вибухам у забої пробуреної свердловини, заповненої бетоном на розрахункову висоту. Розміри зони ущільненого ґрунту залежать від ваги вибухівки і фізико-механічних властивостей ґрунту.

Вібронабивні палі з розширеною п'ятою також застосовують в будівництві. Ці конструкції палей виконуються за допомогою віброзанурювача, обсадної труби і втрачаємого башмака. Віброзанурювачем на задану глибину занурюють обсадну трубу з втрачаємим башмаком, невелику кількість бетонної суміші укладають на дно свердловини, до віброзанурювача жорстко прикріплюють трамбовку, після увімкнення віброзанурювача відбувається втрамбовування бетонної суміші з втрачаємим башмаком, у ґрунт, унаслідок чого утворюють розширення з одночасним поліпшенням фізико-механічних властивостей ґрунту навколо розширення. Після цього проводиться армування стовбура палі і заповнення його бетоном.

Несуча здатність вібронабивних палей із розширенням за даними Перлея Є.М. в 1,5-2 рази вища, ніж палі без розширення за одних і тих самих ґрунтових умов.

З досвіду зарубіжного будівництва найцікавішими видаються палі "Франки".

Набивні бетонні палі "Франки" виконують в інвентарній товстостінній обсадній трубі, яку встановлюють за допомогою спеціального копра і завантажують на висоту 0,8-1,0 м сухою бетонною сумішшю або гравієм. Потім у трубу опускають молот і легкими ударами ущільнюють бетонну суміш. Завдяки цьому створюється

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						11
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

пробка, що розширює обсадну трубу так, що сила тертя на її внутрішній поверхні перевищує опір ґрунту зануренню труби з торцем, закріпленим пробкою. Потім, збільшуючи силу удару молота по бетонній пробці, обсадну трубу занурюють на проектну глибину. Для утворення розширеної п'яти верхній кінець обсадної труби прикріплюють до копру і вибивають пробку сильними ударами, утворюючи розширення. Потім в обсадну трубу встановлюють арматурний каркас і проводять формування стовбура з одночасним витяганням обсадної труби.

Для збільшення несучої здатності палі з розширенням за допомогою ущільнення ґрунту застосовують різні способи виготовлення розширення. Для цього використовують механічні, гідравлічні або ударні способи. Досвід показує, що ударне навантаження ґрунту - найшвидший і найефективніший спосіб формування розширеної п'яти палі та ущільненого ґрунту навколо нього.

Очинським В.В., Чікішевим В.М., Денисовим М.Г. було розроблено спосіб виготовлення палі, що містить занурення в ґрунт обсадної, заглушеної знизу на період занурення труби та утворення розширення шляхом втрамбовки порціями сухої бетонної суміші з подальшим витяганням труби та впровадженням у розширення збірного загостреного знизу стовбура. Твердіння бетону відбувається за рахунок природної вологості ґрунту.

Усі вище перераховані конструкції паль і способи їхнього влаштування різною мірою мають кілька важливих недоліків, які ускладнюють їхнє застосування для підсилення фундаментів:

- по-перше, використання складного і масивного обладнання, неможливість використання якого очевидна в умовах обмеженого простору підвалів і міської забудови,
- по-друге, великі динамічні навантаження під час влаштування витрамбованих зсувів,
- по-третє, влаштування стовбура палі або зсуву за допомогою бурильного обладнання, створюючи порожнини в основі наявних фундаментів і провокуючи додаткові нерівномірні осідання.

Значна частина перерахованих недоліків відсутня у паль, влаштованих у

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						12
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

пробитих свердловинах. Питаннями їх дослідження займалися Зоценко Н.Л., Винников Ю.Л., Редков В.І., Биков В.І., Іванов та інші автори.

Особливістю виготовлення таких паль є пробивання свердловини циліндричним трамбуванням з подальшим трамбуванням в основу свердловини жорсткого матеріалу зі щебеню, гальки, гравію з розміром частинок 5/110 мм і межею міцності на стиск 8/10 МПа. Заповнення свердловини заливають бетонною сумішшю. Форма розширення близька до еліпсоїду обертання і залежить від виду ґрунту, ступеня вологості і щільності складання. Однак така конструкція паль не дає змоги здійснювати доущільнення масиву ґрунту за $S_r \geq 0,85$, так само як і витяг трамбування, використовуваного для пробивання свердловини, веде до розущільнення стінок свердловини.

Дослідження процесів ущільнення і визначення меж ущільненої зони ґрунту під час влаштування розширеної п'яти палі являє собою вельми важливе і складне питання. Це завдання багато в чому пов'язане з проблемою визначення радіуса зони ущільненого ґрунту в процесі занурення палі.

Під час визначення зони ущільненого ґрунту, К. Терцагі припускає, що під час занурення палі має місце тільки горизонтальне переміщення ґрунту. При цьому ґрунт, що витісняється палею, входить у навколишню масу ґрунту без зміни коефіцієнта пористості. Ступінь ущільнення ґрунту зменшується з віддаленням від поверхні палі, і ущільнений ґрунт уявляють у вигляді оточуючої його оболонки, яка до низу закінчується капсулою.

Вираз для визначення радіуса ущільненої зони К. Терцагі отримує з розв'язання рівняння рівноваги циліндричної оболонки, виділеної в ущільненій зоні радіусом x і товщиною d_x , з урахуванням умов на межі ущільненої зони і на контакті палі з ґрунтом.

Цей вираз подається в такому вигляді:

$$R = r \left(\frac{P_2}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\xi}} \quad (1)$$

Де: R - радіус ущільненої зони;

r - радіус палі;

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						13
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

P_2 - горизонтальний тиск на поверхні палі;

P_0 - горизонтальний тиск на глибині наведеного перерізу, що мав місце до занурення палі;

ξ , - коефіцієнт бічного тиску ґрунту.

Використовуючи роботу К. Терцагі, Б.П. Попов пропонує інший підхід до питання ущільнення ґрунту. Він вважає, що ґрунт, який витісняється, зазнає тиску, який призводить до зменшення початкової величини його коефіцієнта пористості, і вводить припущення про те, що масив ґрунту заповнюється лише скелетом ґрунту, який перебуває в об'ємі палі.

$$R = r(U_2)^{1/1-\xi}, (2)$$

Де:

$$U_2 = P_2/P_0 (3)$$

Маючи коефіцієнт пористості ґрунту e_0 , коефіцієнт стисливості α_0 і коефіцієнт бічного тиску ξ , можна визначити величину U_2 :

$$U_2^{2k} - 2K_2 U_2 - \frac{1-\alpha_0 P_0}{\alpha_0 P_0} * \frac{1+\xi}{1-\xi} = 0, (4)$$

$$\text{де } K_2 = \frac{1}{1-\xi}$$

Таким чином, формула, що наводиться К. Терцагі і Поповим, дає змогу визначити радіус зони ущільнення. Однак вона розроблена тільки для піску.

Грутман М.С. під час дослідження ущільненого піщаного ґрунту навколо палі приймає, що пористість піску, у межах ущільненої зони, змінюється від мінімального значення біля поверхні палі радіусом r до первісного значення на деякій відстані радіусом R . Розглядаючи піщаний циліндр навколо палі, що має внутрішній радіус r , зовнішній R і висоту $h_0=1$, умовно приймається, що витіснений палею пісок в об'ємі $V = \pi r^2 h_0$ розподілиться у вигляді усіченого конуса з циліндричним отвором радіусом r .

Прирівнюючи об'єм циліндра і усіченого конуса, знаходиться радіус зони ущільнення R .

$$R = \frac{1}{2} r (\sqrt{9 + 12k} - 1), (5)$$

Де: $k = 1 - e_{\min}/e - e_{\min}$

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						14
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

e - коефіцієнт пористості природного ґрунту;

$e_{\min}$ - коефіцієнт пористості ґрунту після ущільнення.

Ця формула прийнятна тільки в піщаних ґрунтах. Однак її застосування на практиці ускладнене через складність у визначенні коефіцієнта пористості ґрунту після ущільнення.

У своїх дослідженнях І.В. Лалетін приймає, що частина частинок ґрунту, які витісняються палю, витрачається на ущільнення ґрунту в межах ущільненої зони, а інша частина відшкодовує об'ємні зміни, що виникають унаслідок пружних деформацій ґрунту за межами ущільненої зони. При цьому ущільнення ґрунту відбувається за рахунок зменшення об'єму пір, тоді як об'єм частинок ґрунту залишається незмінним.

Радіус ущільнення визначається за формулою:

$$R = r(1 + \sqrt[4]{k_0^2 * \frac{C}{\sigma_{R_0}}}) \quad (6)$$

де R - радіус ущільненої зони;

r - радіус палі;

k_0 - коефіцієнт, що враховує ту частку частинок, що витісняються палю, яка витрачається безпосередньо на утворення ущільненої зони;

C - модуль залишкової деформації ґрунту;

σ_{R_0} - радіальне напруження на межі зони ущільнення.

Використання цієї формули у практичних цілях ускладнене з огляду на складність у визначенні величини k_0 .

Григоряном А.А. і Мамоновим В.М. було виконано велику експериментальну роботу з визначення зміни густини просадних лісових ґрунтів на майданчиках у містах Херсоні та Душанбе під час занурення паль. Радіус зони ущільнення знаходиться з умови, що на її кордоні різниця ваги скелета ґрунту в одиниці об'єму після забивання палі $\gamma_{\text{ск}}^x$ і ваги скелета ґрунту в одиниці в природному заляганні $\gamma_{\text{ск}}^0$ дорівнює 0,01 (величина 0,01г/см³ - точність визначення щільності ґрунту методом ріжучого кільця в лабораторних умовах).

Величина радіуса зони ущільнення знаходиться за формулою:

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						15
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$R = r(1 + \frac{1}{k} * \ln * \frac{\gamma'_{ск} - \gamma^0_{ск}}{0,01}), (7)$$

Де:

$$k = \frac{\gamma'_{ск} - \gamma^0_{ск} + \sqrt{(\gamma'_{ск})^2 - (\gamma^0_{ск})^2}}{\gamma^0_{ск}} (8)$$

Залежність між $\gamma'_{ск}$ і $\gamma^0_{ск}$ виражається емпіричною формулою (за розмірності г/см³)

$$\gamma'_{ск} = 1,70 + 0,774(\gamma^0_{ск} - 1,25), (9)$$

Необхідно зазначити, що формула для визначення радіуса ущільнення (k) містить багато параметрів, які визначаються емпіричним шляхом, що робить її мало прийнятною.

У своїх дослідженнях Денисов О.Г і Наумець Н.І. пропонують визначати радіус ущільненої зони ґрунту виходячи з умови збереження ваги ґрунту за теоретичною формулою:

$$R = d + \sqrt{\frac{d^2}{4} - q} (10)$$

Де:

$$q = \frac{1}{4} (d^2 - \frac{\gamma_n d^2}{\gamma_n - \gamma_p}) (11)$$

d- діаметр палі;

γ_n - питома вага ґрунту до ущільнення;

γ_p - питома вага ґрунту після ущільнення.

Однак формула (R) не може бути використана в практичних цілях, оскільки автори не наводять додаткових даних про методику визначення об'ємної ваги ущільненого ґрунту до занурення палі.

А.А. Бартоломей, досліджуючи області ущільненого глинистого ґрунту навколо паль і пальових куців, вважає, що ущільнення ґрунту відбувається за рахунок зменшення об'єму пор. Тому під час дослідження зон ґрунту зі зміненими фізико-механічними характеристиками основним показником ущільнення стає коефіцієнт пористості. Для аналітичного розрахунку зони ущільнення автором прийнято:

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						16
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- щільність ґрунту досягає максимального значення біля бічної поверхні палі, де коефіцієнт пористості $e_{\min}$ мінімальний;

- зменшення пористості $e(x)$ відбувається за квадратичним законом.

$$e(x) = e - (e - e_{\min} / L^2) \cdot x^2$$

де e - коефіцієнт пористості ґрунту в непорушеному стані;

$e_{\min}$ - мінімальний коефіцієнт пористості ґрунту;

x - координата;

L - ширина ущільненої зони ґрунту.

З умови балансу частинок для куца з чотирьох палей ширина ущільненої зони ґрунту L виражається через e і $e_{\min}$

$$L = \frac{(e - e_{\min}) \cdot \left(\sqrt{\frac{1+e}{e - e_{\min}}} \right)}{(1+e) \cdot (1+e_{\min}) \cdot J} \quad (12)$$

Де :

$$J = \frac{1}{2\sqrt{1+e} \cdot \sqrt{e - e_{\min}}} \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{e - e_{\min}} + \sqrt{1+e}}{\sqrt{1+e} - \sqrt{e - e_{\min}}} \right) \cdot \frac{1}{1+e} \quad (13)$$

Б.І. Далматов, Ф.К. Лапшин і Ю.В. Россіхін для визначення радіуса ущільнення ґрунту під час занурення палі розглядають осесиметричну задачу розширення кругового отвору діаметром, що дорівнює діаметру палі. При цьому розглядаються дві області навколо палі: пружна і пластична. Автори пропонують визначати межу граничної області для ґрунту, що має тертя і зчеплення, з умови рівності компонентів напруження на межі пружної і пластичної областей за формулою:

$$R = [(P_r + C - ctg\phi) - \left(\frac{1+\xi}{2}\right) - (P_g + C - ctg\phi)]^{\frac{1}{1-\xi}} \cdot \frac{d}{2} \quad (14)$$

Де P_r - радіальний тиск на контурі отвору;

P_g - природний горизонтальний тиск на даній позначці;

C - зчеплення ґрунту;

ϕ - кут внутрішнього тертя;

ξ - коефіцієнт бічного тиску.

На основі вищевикладеного можна зробити такі висновки:

1. Для розробки конструкції палі з метою її ефективного застосування для

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						17
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

підсилення фундаментів за базову конструкцію можна прийняти палі, що влаштовуються в пробитих свердловинах, але для можливості їх застосування у водонасичених глинистих ґрунтах палю необхідно обладнати незнімним перфорованим стовбуром, а заповнення робітників порожнин п'яти та стовбура палі вести сухою цементно-піщаною сумішшю.

2. Представлені методи визначення меж зони ущільнення по причині складності процесів, що відбуваються в ґрунті при його ущільненні мають цілком відмінні передумови, вищевикладені формули можуть охоплювати лише деякий, вивчений експериментально, вузький діапазон ґрунтових умов.

3. Крім того методи визначення деяких фізичних та механічних характеристик ґрунтів ущільненої зони при їх лабораторному вивченні мають низку складнощів.

1.3. Вплив відстані між палями на несучу здатність і осідання пальових фундаментів з низьким розтверком.

Відомо, що несуча здатність групи паль, відрізняється від несучої здатності одиночної палі. Це залежить від наступних факторів:

- фізико-механічних властивостей ґрунту,
- відстані між палями,
- довжини паль,
- числа паль у групі,
- форми групи,
- способу влаштування паль і типу розтверку.

Переважає думка про те, що в глинистих ґрунтах несуча здатність групи паль R_k буде завжди меншою, ніж несуча здатність одиночної палі, помноженої на число паль у групі, тобто:

$$R_k < n \cdot P; \quad (15)$$

Де: P - несуча здатність одиночної палі, кН;

n - число паль у групі.

Вважається що несуча здатність куща, дорівнюватиме сумі несучих

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						18
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

здатностей окремих паль тільки в тому випадку, коли відстані між ними будуть такими, що робота однієї палі не вплине на роботу іншої палі.

Бартоломей А.А. досліджувавши роботу паль у піщаних та глинистих ґрунтах встановив, що несуча здатність однорядного пальового фундаменту знижується зі зменшенням міжпальної відстані. А також, досліджуючи несучу здатність та опади однорядних і дворядних пальових фундаментів, встановив, що при відстанях між палями 6d осідання однорядних фундаментів в інтервалі $\frac{1}{3}$ - $\frac{2}{3}$ граничного навантаження в 1,5 - 2 рази більше осідання одиночної палі, а в складі дворядного фундаменту у 7 разів. При дослідженні фундаментів з відстанню між палями 3d осідання однорядних фундаментів у 3,9 раза більше осідання одиночних палей.

Також Бартоломеем А.А. проводилися комплексні експериментальні дослідження роботи куців паль з 4-х, 9-ти та 16-ти паль довжиною 5 м та перетином 300х300 мм, забиті з кроком 900 мм та об'єднані залізобетонними розтверками із посиленням армуванням.

При випробуванні пальового куца з 9-ти паль навантаження на куц при осіданні 32 мм склало 800 кН, при цьому навантаження на палі розподілялося наступним чином: кутові палі - 100 кН, що становить 110% навантаження, в середньому на одну палю фундаменту; середня паля крайнього ряду - 95 кН, центральна паля - 60 кН, що становить 60% навантаження кутової палі. Кутові палі та середні палі крайнього ряду приймають майже однакове навантаження. Збільшуючи навантаження на фундамент та зростанням осідання несучої здатності кутових паль та середніх паль крайнього ряду стає майже однаковим.

Водночас зі зростанням осідання зменшується частка сприйняття навантаження центральної палі. В цілому середня несуча здатність палі фундаменту менше, ніж у одиночної палі.

При випробуванні паль, забитих під фундамент та випробуваних як поодинокі, було встановлено, що найбільшу несучу здатність має центральна паля 120 кН, що становить 120% середньої несучої здатності палі фундаменту; середня

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						19
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

палі крайнього ряду сприймає 110 кН, що дорівнює середній несучій здатності палі фундаменту.

Зіставляючи несучу здатність паль у фундаменті, можна помітити, що найбільшу несучу здатність мають кутові палі, а найменшу центральні. У той же час палі, забиті під фундамент, але випробувані як поодинокі, показали, що найбільшу несучу здатність мають центральні, а найменшою – кутові.

Кузьменко Г.В. провів дослідження кущів з 9 паль перетином 15х15 см, занурених на глибину 3 м. Палі розташовувалися на відстані 2,5; 3,5 та 5d. За характером роботи палі при відстані між ними 5d працюють індивідуально. Осідання куща відбувається за рахунок проковзання нерухомого ґрунту паль щодо нерухомого ґрунту міжпального простору та навколишнього ґрунту. При зменшенні відстані до 3,5-2,5d відбувається залучення до спільної роботи ґрунту міжпального простору, що викликає зниження опору з бокової поверхні.

Одним із перших дослідників, який почав вивчення роботи пальових груп, був Пресс Г. Він досліджував роботу буронабивних паль у піщаних ґрунтах. Палі були діаметром 0,4 м та довжиною 7м. Виявилося, що при зближенні буронабивних паль осідання кущів зростає.

Везич А.С. вказує, що осідання пального куща більше, ніж осідання одиночної палі при однаковому питомому навантаженні на палю.

Він вважає, що співвідношення осідання групи з осіданням одиночної палі може бути виражено:

$$r = \sqrt{B/D} \quad (16)$$

де r - відношення опаді куща до осідання одиночної палі;

B - сторона пального куща, м;

D -діаметр палі, м.

На несучу здатність палі в кущі впливає їх кількість. При збільшенні кількості паль ефективність використання несучої можливості палі в кущі падає.

Опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі у складі куща пального фундаменту може бути повністю реалізовано тільки в тому випадку, якщо епюри вертикальних напруг у горизонтальній площині нижче кінців паль від сил тертя на

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

їхній бічній поверхні не перекривають один одного. Однак це можливо тільки при дуже коротких палях, розсунутих на значну відстань. У переважній кількості випадків остання умова не дотримується, тому епюри напруги накладаються один на одного, і несуча здатність палі, що працює у складі пального фундаменту, знижується. Зі збільшенням числа внутрішніх паль у пальному фундаменті, тобто при збільшенні розмірів пальового фундаменту ефект зниження його несучої здатності буде сильнішим.

Крім кількості паль у кущі, відстані між ними та ґрунтових умов, на характер передачі навантаження палями на ґрунт основи в значною мірою впливає довжина палі. Збільшення взаємного впливу паль в кущі, залежить від збільшення довжини палі.

Пілягін А.В. вважає, що зі зростанням відносного заглиблення палі взаємний вплив зростає і залишається практично постійним лише при $L/d > 20$.

Збільшення осідання під час роботи куща відбувається ще й у результаті складання (накладання) напруг у площині нижніх кінців від суміжних паль.

Як показали дослідження, додана до розтверку навантаження передається на палі нерівномірно. Кондрашов В.А. досліджував поведінку ряду з трьох паль з кроком $3d$ з високим розтверком, зробив висновок, що розподіл навантаження між палями відбувається нерівномірно. Крайні палі мають велику несучу здібність. Так, при осідання 13,6 мм загальне навантаження на ряд становило 1650 кН, при цьому крайні палі сприйняли по 575 кН, а середня – 500 кН.

Багатьма дослідниками було експериментально доведено, що частина навантаження від споруди передається на ґрунт не тільки, палями, але й безпосередньо через підшву розтверку, що спирається на ґрунт міжпального простору.

У 1937-38 р.р. у під керівництвом Голубкова В.Н. вперше було проведено статичні випробування пальових фундаментів з низьким розтверком для оцінки вкладу розтверку в несучу здатність і осідання пальового фундаменту. Проводилися випробування окремих паль та кущів з високим та низьким розтверком. Відстань між осями паль у кущах становили $3d$, $4,5d$, $6d$. Розглядаючи

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						21
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

отримані результати, слідує відзначити, що несуча здатність паль у кущах порівняно з одиночними палями збільшилася на 20-65%. Причому найбільше збільшення було досягнуто на відстані між палями 6d. Порівняння результатів випробувань кущів з високим і низьким розтверком показало, що несуча здатність палі в кущах з низьким розтверком на 20 % більша за аналогічну палю в кущах з високим розтверком.

У 1963 р. Русановим Р.А. проведено статичні випробування пальового фундаменту з двох паль, забитих у тугопластичні суглинки на глибину 4,0 м. На палі був одягнено металевий розтверк розмірами в плані 1500х580 мм, що спирається на сплановану поверхню ґрунту. Проведені досліді показали, що граничне навантаження на групу паль з низьким розтверком на 37,5% збільшилася порівняно з граничним навантаженням на групу паль з високим розтверком. Збільшення несучої здатності пальового фундаменту відбулося за рахунок включення в роботу розтверку. Ступінь участі розтверку в передачі навантаження ґрунту основи зростає зі збільшенням осідання фундаменту. Палі перешкоджають втраті стійкості розтверку, у зв'язку з чим він може, при відповідних осіданнях сприйняти значні навантаження. Особливо важливий той факт, що за участю в роботі розтверку, осідання такого пальового фундаменту, при однакових навантаженнях, менше осідання пальового фундаменту з піднятим над поверхнею ґрунту розтверком.

У 1964 р. проводилися випробування куща паль у польових умовах. Кущ складався з чотирьох паль, об'єднаних попарно балочними розтверками. Статичні випробування проводилися з високим та низьким розтверком. При однаковому осіданні, що дорівнює 15 мм, навантаження на палю в складі пальового фундаменту з високим розтверком склала 13,75 т, а з низьким розтверком - 27,50 т. На жаль, граничне навантаження на пальовий фундамент з низьким розтверком не було досягнуто, що не дозволяє у повній мірі судити про збільшення несучої здатності.

Бартоломей А.А. досліджував несучу здатність та осідання однорядних та дворядних пальових фундаментів з відстанню між палями 3d. Їм було

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						22
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

встановлено, що розтверк включається в роботу під час осідання 3-4мм. Напруги досягають максимальних значень при осіданнях 15-25 мм і надалі залишаються незмінними. При осіданнях 20 мм частка розтверку в несучої здатності пальового фундаменту із паль довжиною 6 м становить 26%, а в пальовому фундаменті зі паль завдовжки 12 м - 11%.

Пономарьов А.Б. при дослідженні стрічкових фундаментів з порожнистих конічних паль показав, що розтверк включається в роботу при осіданні 1,5-2,0 мм. Напруги під розтверком зростають у міру збільшення осідання. Після деякого ущільнення ґрунту напруги під розтверком залишаються постійними при подальшому осіданні фундаменту, тобто палі та затиснутий ґрунт працюють як єдине ціле.

Яблучковим В.Д. проведено дослідження з виявлення частки опору ґрунту основи низького балкового розтверку в несучій здатності однорядних пальових фундаментів. У звичайних умовах були випробувані палі перетином 250х250 мм, довжиною 5,0 м та 6,5 м, з квадратними оголовками розмірами 400х400 мм та 710х710мм та ряди з 3-х паль з розтверками, що спираються на ґрунт і піднятими над поверхнею. Розтверки були заглиблені на 0,3 м і спиралися на напівтверді суглинки, модуль деформації яких дорівнює $E=230\text{кг/см}^2$.

Досліди показали; що у тому випадку, коли розтверк не стосується ґрунту, граничне навантаження для ряду з трьох паль з відстанню між осями 6d становила 69 т, а з відривом 3d - 60 т, коли розтверк лежить на ґрунті, то граничне навантаження збільшилося до 120 т і 95 т відповідно.

Несуча здатність одиночних паль з оголовками розмірами 400х400 мм та 710х710 мм збільшилася на 6,7% та 46,7% відповідно.

Експеримент показав, що несуча здатність пальового фундаменту з розтверком, що лежить на ґрунті не дорівнює сумарній несучої здатності паль та розтверку, випробуваних окремо. Цей факт говорить про те, що існує взаємний вплив паль і розтверку при їх роботі у складі пальового фундаменту.

Таким чином, аналізуючи викладені вище дослідження можна зробити такі висновки:

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						23
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1. Осідання пальових фундаментів з відстанню між палями 3d-6d завжди більше ніж осідання одиночної палі.
2. Зі зменшенням міжпальної відстані взаємний вплив паль зростає.
3. Зниження несучої здатності палі в кущі чи стрічці відбувається за рахунок залучення в роботу міжпального ґрунту.
4. Велику роль на взаємний вплив паль впливає відстань між палями та величина ущільненої зони, утвореної в процесі пристрою паль.
5. При влаштуванні низького розтверку частина зовнішнього навантаження передається ґрунту основи через підшву низького розтверку, а несуча здатність пального фундаменту за даними деяких авторів може збільшитися до 200%.

Осідання пальових фундаментів з низьким розтверком менше, ніж осідання фундаментів з високим розтверком при однакових питомих навантаженнях на палю.

1.4. Існуючі методи розрахунку пальових фундаментів з низьким розтверком.

Теоретичне рішення щодо визначення несучої здатності пальових фундаментів із низьким розтверком було дано Добровольським К.І. Для розрахунку пального фундаменту розбивається на однакові елементи, що складаються з палі та частини розтверку, що припадає на палю. Криву залежність осідання від навантаження для паль автор висловлює через рівняння параболи:

$$S_g = B * P_{\pi}^n (17)$$

де В-коефіцієнт пропорційності;

π – показник ступеня податливості палі;

P_g - зовнішнє навантаження на палю.

Осідання глинистого ґрунту в стані ґрунтової маси прийнято за формулою Герсєванова Н.М.:

$$S_{гр} = ah * \frac{P_1^m - P_i^m}{1 + A - \alpha P_i^m} (18)$$

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						24
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

де a -коефіцієнт стисливості ґрунту;

h -товщина товщини, що стискається;

$(A - \alpha P_i^m)$ - рівняння компресійної залежності.

З умови рівноваги між зовнішнім навантаженням та реактивними зусиллями палів та ґрунту під розтверком:

$$(P_0 + P_2)\omega = P_{св} + P\omega_1, (19)$$

де P_0 - природний тиск у ґрунті на рівні підшви розтверку;

P -тиск на ґрунт під підшвою розтверку;

P_2 - зовнішнє навантаження, приведене до загальної площі фундаменту в план;

ω - частина площі розтверку, що припадає на одну палю;

$$\omega_1 = \omega - F_{п}, (20)$$

де $F_{п}$ - площа поперечного перерізу палі.

Прирівнюючи праві частини рівнянь та вирішуючи спільно з

Добровольський К.І для випадку $m=n=1$ (випадок лінійної залежності осідання від навантаження) отримує:

$$P_{св} = ah * \frac{(P_0 + P_2) * \omega - P\omega_i}{b\omega_i (1 + A - \alpha P_i) + ah} (21)$$

$$P = \frac{(P_0 + P_2) * (1 + A - \alpha P_i) \omega B + P_i ah}{b\omega_i (1 + A - \alpha P_i) + ah} (22)$$

Добровольський К.І. припускає, що навантаження на фундамент при даному осіданні дорівнює сумі навантажень, що сприймаються палею і розтверком при тому ж осіданні, без урахування їх взаємного впливу. Тер-Ованесов Г.С. запропонував використовувати для розрахунку палових фундаментів з низьким розтверком рішення Міндліна. Вважаючи, що палі передає навантаження ґрунту основи бічною поверхнею та вістрям, він визначає осідання палі для випадку, коли навантаження передається тільки через вістря:

$$W_0 = k_w^0 * \frac{P}{E_0 l} (23)$$

- тільки бічною поверхнею:

$$W_6 = k_w^6 * \frac{P}{E_0 l} (24)$$

де k_w^0 і k_w^6 – деякі коефіцієнти;

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						25
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

E_0 – модуль деформації ґрунту;

l- Глибина занурення палі.

Враховуючи, що навантаження ґрунту основи передається одночасно і бічній поверхні та вістрям палі Тер-Ованесов Г.С. вирішує спільно рівняння

$$k_w^6 P_6 = k_w^0 P_B, (25)$$

$$P_B + P_6 = P_3, (26)$$

звідки визначається частина навантаження, що передається ґрунту через вістря палі:

$$P_B = P_3 * \frac{k_w^6}{k_w^6 + k_w^0} (27)$$

де P_3 - загальне навантаження на палю;

P_B - навантаження, що передається через вістря палі;

P_6 - навантаження, що передається бічною поверхнею палі.

Обчислені значення P_6 за формулою становлять 15-30% від загального навантаження на палю. На підставі цього Тер-Ованесов Г.С. робить висновок, що вістря відіграє невелику роль у несучій здатності палі та подальших розрахунках його роботу не враховує.

Насправді навантаження яке передається вістрям палі може досягати до 50% від загального навантаження. Причиною такої невідповідності є те, що рівняння висловлює окремий випадок роботи палі, коли осідання палі від навантаження, переданої ґрунту по бічній поверхні дорівнює осіданню, від навантаження переданої через вістря палі.

Враховуючи, що осідання палі та розтверку однакові, Тер-Ованесов Г.С. складає рівняння;

$$k_w^6 P_6 = P_{\text{рост}} * \frac{\omega(1-\mu^2)}{aE_0}, (28)$$

де: - P_6 - навантаження передана ґрунту через підшву розтверку;

a - розмір сторони еквівалентного квадратного розтверку що припадає на палю;

E_0 – модуль деформації ґрунту;

μ – коефіцієнт Пуассона;

ω - коефіцієнт форми розтверку, прийнятий 0,88.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						26
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

З попереднього рівняння автор висловлює навантаження сприймається підшоною розтвёрку:

$$P_{\text{рост}} = P_6 * \frac{ak_w^6}{0.88(1-\mu^2)l} (29)$$

Згідно з отриманою формулою, підшова розтвёрку може передати на ґрунт основи 11-28 % навантаження на пальовий фундамент.

Недоліками цього підходу є необґрунтований виняток з роботи вістря палі та розгляду палі та розтвёрку як окремих елементів без урахування їх взаємного впливу.

Голубковим В.М. розроблено емпіричний спосіб визначення навантаження, що передається ґрунту основи підшоною низького розтвёрку. Навантаження на 1 п.м. розтвёрку визначається за формулою:

$$P_{\text{рост}} = A'_{\text{рост}} * \frac{S * E_{\text{гр}}}{0.5 * H_a} (30)$$

де: S - розрахункове осідання палі;

$E_{\text{гр}}$ - модуль деформації ґрунту, визначається зі штампових випробувань;

0,5 - безрозмірний коефіцієнт, що враховує зменшення зовнішнього тиску з глибиною у межах зони деформацій;

H_a - глибина розвитку зони деформації ґрунту під розтвёрком при розрахунковій осіданні

$$(H_a = 1,5 \sqrt{A_{\text{рост}}}), (31)$$

де: $A_{\text{рост}}$ - площа стрічкового розтвёрку.

$A'_{\text{рост}}$ - площа 1 м.п. розтвёрку.

Автор вважає, що ґрунт, що примикає до палі, частково переміщається разом з нею. Тому Голубков В.М. побічно враховує вплив паль на роботу розтвёрку шляхом зменшення його робочої довжини на величину зони деформації під вістря палі помножену на 1,5.

Недоліками даного методу є:

1. по-перше, беручи до уваги залежність навантаження від осідання паль автор не враховує тієї обставини, що осідання пального фундаменту з низьким розтвёрком менше осідання пального фундаменту з високим розтвёрком,

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						27
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2. по-друге, облік взаємовпливу низького розтверку та палі дуже наближений і потребує перевірки на практиці.

Яблочковим В.Д. було запропоновано два методи несучої здібності однорядних пальових фундаментів з розтверками, що спираються на ґрунт.

✓ Перший метод розроблено автором на основі теорії граничного рівноваги.

Граничне навантаження на 1м.п. однорядного пальового фундаменту з низьким розтверком визначається виразом:

$$R_{гр}^{\Phi} = R_{гр}^p + nR_{гр}^n(32)$$

де: $R_{гр}^p$ - граничне навантаження на розтверк;

$R_{гр}^n$ - граничний опір по ґрунту одиночної палі;

n - число паль у ряду, що припадає на 1 м. п. розтверку.

Розрахункове навантаження на пальовий фундамент приймається за формулою:

$$R_{розр}^{\Phi} = m * k * R_{гр}^{\Phi} = m * k * (R_{гр}^p + R_{гр}^n) (33)$$

де: m - коефіцієнт умови роботи;

k - коефіцієнт однорідності ґрунту.

Граничне навантаження на одну палю визначається згідно ДБН.

$$R_{гр}^n = \sigma * F_{п} + u * l * f_{п}(34)$$

де: σ - опір ґрунту під вістрям палі;

$F_{п}$ - площа поперечного перерізу палі;

u- периметр палі;

l - Глибина забивання палі;

$f_{п}$ - середнє питоме тертя ґрунту основи з бічної поверхні палі.

Тоді із рівняння Яблочков В.Д. визначає необхідне число паль на 1м.п. пальового фундаменту:

$$n = \frac{R_{розр}^{\Phi} - m * k * R_{гр}^p}{m * k * (\sigma * F_{п} + u * l * f_{п})} (35)$$

Невідомою величиною у правій частині рівняння є величина граничного навантаження на розтверк. Для визначення Яблочков В.Д. рекомендує

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						28
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

використовувати наближене рішення К. Терцаги для звичайних стрічкових фундаментів на природній основі.

Приймаючи до уваги, що площа поперечного перерізу паль мала порівняно з площею розтверка, він нехтує наявністю паль і розглядає пальовий розтверк як стрічковий фундамент.

Такий підхід до вирішення завдання навряд чи правомірний і дає розбіжність несучої здатності фундаменту з експериментальними даними у 1,5-2 рази.

- ✓ Другий метод розрахунку пальових фундаментів з низьким розтверком, запропонований Яблочковим В.Д., заснований на використанні рішень Жемочкина Б.М. та Синіцина А.П.

Сутність другого рішення полягає в наступному.

Палевий розтверк розглядається як нерозрізна багатопрогонова балка, що лежить на ґрунті та палях. Ґрунт розташований нижче вістря паль приймається за пружний напівпростір, а ґрунт, розташований безпосередньо під подошвою розтверку працює згідно з гіпотезою коефіцієнта ліжка (Вінклера).

Завдання зводиться до вирішення статично невизначеної системи.

Кількість невідомих зусиль у стрижнях-зв'язках залежить від кількості прольотів та числа ділянок, на які розбивається подошва розтверку в прольоті між палями. Система канонічних рівнянь складатиметься з "n" рівнянь "n-го" порядку, з додаванням рівняння рівноваги $\sum Y=0$.

Коефіцієнти при невідомих, у канонічних рівняннях, є одиничні переміщення, що складаються з одиничних прогинів балки "W" та одиничних осіданнях основи "F":

$$\delta_{ki}=F_{ki}+\alpha \cdot W_{ki} \quad (36)$$

де : δ_{ki} - переміщення за напрямом сили " X_k " від дії одиничних сил, прикладених у точках "i".

Головні коефіцієнти, що виражають поодинокі осадки та прогини в місцях постановки зв'язків між ґрунтом та подошвою розтверку, доповнюються величиною осадки прошарку Вінклера від дії одиничної сили в тому ж перерізі:

$$\delta_{kk}=F_{kk}+\Delta F_{kk}+\alpha \cdot W_{kk} \quad (37)$$

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						29
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\Delta F_{kk} = \frac{\pi h * (1 - 2\mu_1^2)}{b(1 - \mu_0^2)} * \frac{E_0}{E_1} (38)$$

де : δ_{kk} - переміщення за напрямом сили " " від дії одиничної сили, прикладеної в точці "X";

F_{kk} - переміщення пружного напівпростору від одиничної сили в точці

ΔF_{kk} - переміщення пружного шару Вінклера від дії одиничної сили в точці "X";

W_{kk} - одиничний прогин;

α – деякий, постійний для даної балки коефіцієнт;

h - висота пружного шару Вінклера;

b - ширина підшви розтверку;

μ_0, μ_1 - коефіцієнти Пуассона відповідно для пружного напівпростору та пружного шару;

E_0, E_1 - модуль деформації ґрунту, відповідно для напівпростору та пружного шару.

Так як зв'язки між модулем деформації пружного напівпростору та кривого навантаження - осідання для палі не існує, Яблочков В.Д висловлює деформативні властивості пружного напівпростору безпосередньо величиною коефіцієнта жорсткості паль, рівного тангенсу кута нахилу спрямленої ділянки дослідженої кривої навантаження- осідання.

$$K_0 = \frac{P}{S} (40)$$

де : P - навантаження на палю;

S - осідання палі на даному ступені навантаження.

Деформативні властивості ґрунту, що залягає під підшвою розтверку, виражаються через коефіцієнти жорсткості умовного стрижня, що з'єднує центр тяжкості розтверку з поверхнею ґрунту. Використовуючи формулу Шлейхтера, коефіцієнт жорсткості дорівнюватиме:

$$K_1 = E_1 \frac{b}{\omega(1 - \mu_1^2)} (41)$$

де : P – навантаження на штамп;

S - осідання розтверку на даному ступені навантаження;

ω - коефіцієнт, що враховує форму розтверку.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						30
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Підставляючи значення K_0 я K_1 на рівняння ΔF_{kk} Яблочков В.Д. отримує:

$$\Delta F_{kk} = \frac{\pi h * (1 - 2\mu_1^2)}{b(1 - \mu_0^2)} * \frac{K_0}{K_1} (42)$$

Вирішуючи систему рівнянь, він знаходить реакції ґрунту під подошвою розтверку і тим самим визначає частину навантаження, що припадає на розтверк.

Запропонований Яблочковим В.Д. метод недостатньо точно відображає взаємодію паль із низьким розтверком. Значення коефіцієнтів жорсткості K_0 і K_1 визначаються з результатів статичних випробувань одиночних паль і стандартних штампів, автор по суті відходить від принципу за яким пальовий фундамент розглядається як єдина конструкція, з урахуванням впливу всіх елементів, що входять до нього.

У формулу ΔF_{kk} входить висота пружного шару, рекомендована автором рівній подвійній ширини розтверку. Це було б справедливо для випадку балки, що лежить на ґрунті без наявності паль. У пальному фундаменті наявність паль істотно впливає на роботу розтверку, збільшуючи напружено-деформовану зону в ґрунті міжпального простору.

Симвуліді І.А. запропонував спосіб розрахунку балки, що лежить на суцільною пружній основі з одночасним опиранням її на зосереджені опори, виходячи з диференціального рівняння вигнутої осі балки:

$$EJ * \frac{d^4 y}{dx^4} P(x) = \psi(x) (43)$$

де: EJ - жорсткість балки;

$P(x)$ - реактивний тиск ґрунту на балку;

$\psi(x)$ - зовнішнє навантаження на балку;

y - вертикальне переміщення нейтральної осі балки.

Рішення проводиться в наступній послідовності: спочатку знаходять реакції опор від дії заданого навантаження і потім, приймаючи їх як зовнішнє навантаження, знаходять балку як для звичайного випадку.

Запропоноване Симвуліді І.А. рішення може бути застосовано для розрахунку низького розтверку у разі спирання його на палі-стійки. В цьому

випадку реакція ґрунту основи обумовлена лише прогинами розтверку.

Варваком А. розроблено інженерний метод розрахунку однопрогонових балок та плит, що лежать на пружній основі та палях. В якості вихідного рівняння у рішенні, прийнято диференціальне рівняння вигнутої осі балки, що лежить на суцільній Вінклеровій основі:

$$Y^{IV} + \frac{KY}{EJ} = \frac{q}{EJ} \quad (44)$$

де: Y – прогин балки;

K - коефіцієнт основи;

EJ – жорсткість балки;

q – інтенсивність навантаження.

Для інтегрування попереднього рівняння Варвак А. застосовує метод кінцевих різниць. Палі приймається як пружна основа підвищеної твердості на деякій ділянках по довжині балки. Варвак А. наводить результати розрахунку для випадку балки, що спирається посередині на одну палю або в чвертях прогону на дві палі.

Аналізуючи отримані результати, він робить висновок, що при спиранні балки на ґрунт і палі, вона стає більш жорсткою. Однак у своєму рішенні Варвак А. не дає метод для визначення жорсткості палі та ґрунту та не враховує взаємного впливу палей та розтверку. Таким чином, аналізуючи представлені теоретичні методи розрахунку пальових фундаментів з низьким розтверком можна зробити наступні висновки:

1. У цих підходах не враховується взаємний вплив палей та низького розтверку, як єдиної конструкції при їх спільній роботі.
2. При зануренні палей, при влаштуванні витрамбованого розширення відбувається зміна фізико-механічних характеристик ґрунту. Даний момент у вищевикладених методиках розрахунку не враховується, хоча його вплив на несучу здатність пального фундаменту та на характер напружено-деформованого стану основи велике.
3. Оцінка несучої здатності фундаменту з низьким розтверком має деякі

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						32
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

похибки, внаслідок неточного фізичного уявлення взаємодії фундаменту з низьким розтверком та ґрунтовою основою-так не враховується нелінійний характер залежності осідання від навантаження, глибина забивання паль і площа розтверку, характер розподілу реактивних тисків під підошвою розтверку.

1.5.Висновок першого розділу.

На основі наведених у першому розділі даних досліджень про роботу паль з ущільненою основою, про взаємовплив паль, про вплив на роботу стрічкового пальового фундаменту пристрою низького розтверку можна зробити такі висновки:

1. Створення ущільненої зони ґрунту при влаштуванні розширення призводить до збільшення несучої здатності палі. При цьому методики розрахунку радіуса ущільненої зони ґрунту, як визначальної величини зміни фізико-механічних характеристик, неможливо застосовувати у практиці інженерних розрахунків без їхнього доопрацювання.
2. При роботі паль у групах спостерігається зниження несучої здібності та збільшення осідання фундаментів у порівнянні з роботою одиночних паль. Взаємний вплив паль залежить від відстані між ними, і зниження несучої здатності може досягати 50%. Однак на сьогодні відсутні достовірні методи обліку взаємовпливу паль при відстані між ними понад 6d.
3. Пристрій низького розтверку дозволяє підвищити ефективність пальового фундаменту за рахунок залучення в роботу підошви низького розтверку та зниження осідання пальового фундаменту. Однак на сьогодні відсутні досить надійні інженерні методи розрахунку пальових фундаментів з низьким розтверком, що враховують взаємовплив всіх елементів конструкції, що входить у фундамент.

Відповідно до вищевикладеного, можна сформулювати завдання з дослідження роботи однорядних фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком:

1. Розробка ефективної конструкції мікропаль з високою питомою несучою

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						33
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

здатністю та однорядного фундаменту на мікропалях з низьким розтверком.

2. Експериментально-теоретичні дослідження роботи мікропаль, фундаментів на мікропалях НДС(напружено деформований стан) основи, у тому числі:
 - а) дослідження радіуса зони ущільнення та зміна фізико-механічних характеристик ґрунту довкола п'яти мікропаль;
 - б) дослідження несучої здатності, осідання мікропаль та НДС основи;
 - с) дослідження осідання, НДС основи та процесів взаємовпливу мікропаль у складі однорядних фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком;
3. Чисельне моделювання роботи однорядних фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком;
4. Розробка інженерної методики обліку радіусу зони ущільнення ґрунту при розрахунку несучої здатності мікропаль;
5. Розробка інженерного методу розрахунку однорядного стрічкового фундаменту на мікропалях з низьким розтверком, що враховує взаємовплив всіх елементів, що входять в конструкцію фундаменту.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						34
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розділ 2.

Експериментальне дослідження взаємодії одиночних мікропаль з ґрунтом.

2.1 Дослідний майданчик і завдання експериментів .

З метою дослідження роботи одиночних мікропаль були проведено комплексні польові випробування мікропаль з витрамбованими розширеннями та без розширень. В процесі експериментів вивчалися осідання та несучу здатність мікропаль, НДС основи при навантаженні мікропаль статичним навантаженням, зміна фізико-механічних властивостей ґрунту під п'ятою мікропаль при влаштуванні розширення.

Польові дослідження було виконано на майданчику в Кропивницький.

У геоморфологічному відношенні майданчик відноситься до III-ї надзаплавної лівобережної тераси р. Сугоклія.

Рельєф, здебільшого, техногенно порушений. Абсолютні позначки, в середньому, коливаються не більше 57,9 - 60,0 м.

На ділянках відсутності насипних ґрунтів, потужність шару підзолистого ґрунту становить від 0 до 0,4 м, абсолютні позначки підошви - 58,2-59,1 м.

Далі шари супіщано-суглинистих ґрунтів алювіального генезису пізньочетвертичного віку мають особливості. До глибини порядку 6,5 м.-це шари суглинків та глини легкого та важкого складу різної консистенції. Ця частина геологічного розрізу містить часті гнізда і навіть конкреції залізниці. Є розсіяні карбонати, а іноді трапляються карбонатні конкреції у вигляді "окатишів". Зміст органічної речовини в середньому не перевищує 10% і лише в одиничних пробах — 15%.

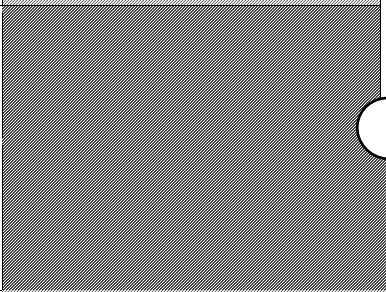
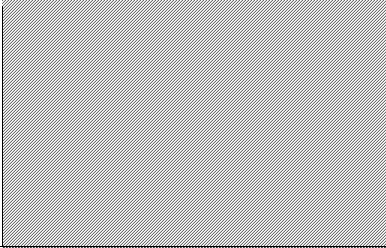
					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						35
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2. Значення фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчика.

Вид ґрунту	Суглинок	Глина	Суглинок	Суглинок
Глибина(м)	0-1.2	1.2-3.5	3.5-5.5	5.5-6.5
W, %	0.14	0.33	0.26	0.23
W ₁ , %	0.31	0.35	0.31	0.23
W _p , %	0.16	0.17	0.17	0,12
I _p , %	0.15	0.18	0.14	0.11
I ₁ , %	<0	0.89	0.64	1
γ, (кН/м³)	20,5	18,4	19,5	1,93
γ _d , (кН/м³)	17,9	13,8	15,4	15,6
γ _s , (кН/м³)	27	27	27	26,9
e, (д.ед)	0.501	0.953	0.745	0.715
S _r , (д.ед)	0.75	0.93	0.94	0.86
φ, (град)	13	14	8	23
c, (кПа)	5,5	11	7,8	16,2
E, (Мпа)	9,8	4,6	3,3	5,7

Нижче зазначених суглинистих ґрунтів зустрічається шар текучого супіску потужністю 1,5 м, далі знаходиться шар м'якопластичного суглинка потужністю також 1,5 м. Замикає геологічний розріз із глибини 10 м шар сірого піску середньої густини. Ґрунти з глибини 6,5 м меншою мірою містять сліди заліза, однак, є включення розсіяних карбонатів та домішки органічної речовини в середньому до 10%. Рівень ґрунтових вод на майданчику встановлено на позначці 0,9-1,0

Значення фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчика представлені у табл. 2.1

Номер шару	Геологічний індекс	Підосва шару, м.		Товщина шару	Опис ґрунту	Геологічний розріз	Глибина занурення палі
		Глибина	Абсолютна позначка				
1		0,3	58,62	0,3	Насипний ґрунт		1,0
2		1	57,62	0,7	Твердий суглинок		
3		3,3	55,32	2,3	Глина текучепластична		2,0
							3,0
4		5,3	53,32	2	Суглинок м'якопластична		4,0
							5,0
5		6,3	52,32	1	Суглинок текучепластичний		6,0
6		7,8	50,82	1,5	Супісь текуча		7,0

Програмою експериментів на майданчику передбачалося:

- Оцінка несучої здатності та дослідження залежності навантаження- осідання мікропаль з розширеннями та без розширень;
- дослідження пошарових переміщень точок ґрунту вище та нижче п'яти мікропаль;

вимірювання загального та порогового тисків в основі мікропаль з розширеннями, при статичному навантаженні;

- дослідження зміни фізико-механічних характеристик ґрунту та радіусу зони ущільнення при влаштуванні витрамбованого розширення в нижньому торці мікропалі.

У результаті під нижнім кінцем мікропалі утворилося ущільнене ґрунтове ядро та бетонне розширення.

Після влаштування мікропаль основі давався відпочинок протягом 6-ти діб, що відповідає вимогам ДСТУ Б В.2.1-6-2000" Ґрунти. Польові випробування. Загальні положення".

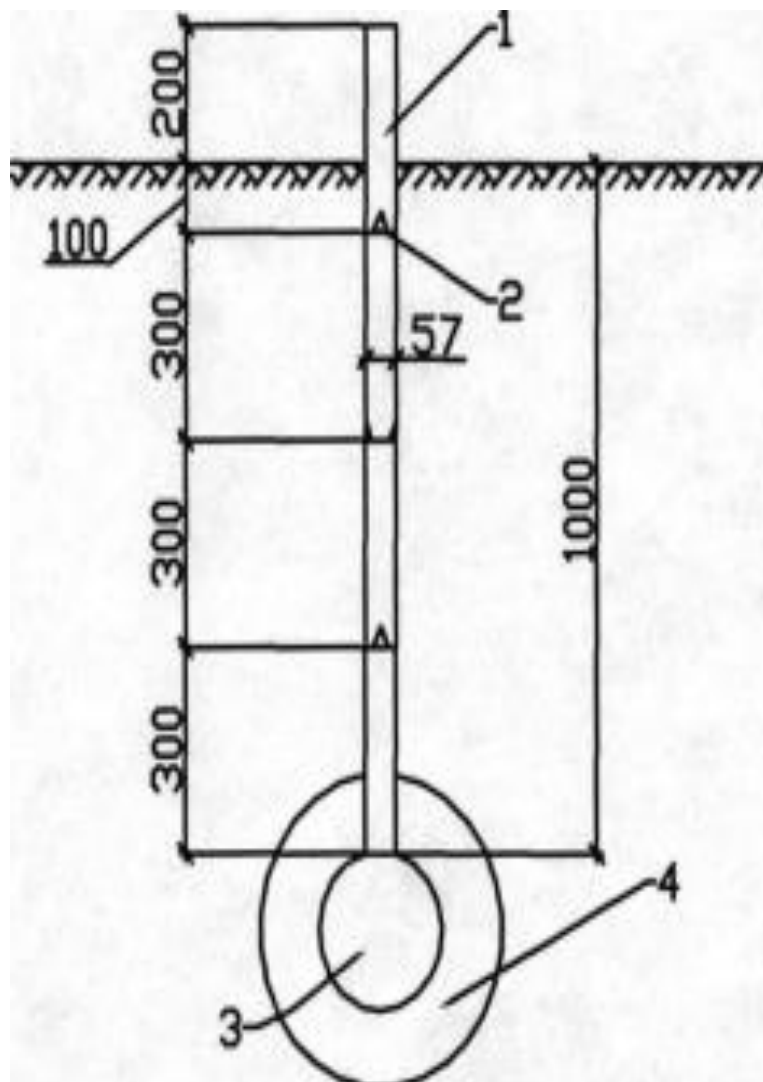


Рис. 2.2 Микропалі з витрамбованим розширенням:

1-секція труби; 2-трикутні отвори; 3-бетонні розширення; 4-ущільнене ґрунтове ядро.

2.2.2. Прилади та обладнання.

Статичне навантаження мікропаль вироблялося за допомогою важільної установки. Принципова схема установки наведена на рис. 2.4. Як вантаж використовувалися блоки ФБС-24.6.6 з попереднім визначенням фактичної ваги кожного блоку. Передача навантаження на палі відбувалася через дві балки коробчатого перерізу завдовжки 3100мм. Величина ступеню навантаження регулювалася положенням вантажу на балках. Балки були виготовлені коробчатого перерізу із двох швелерів. Для просторової жорсткості навантажувальної конструкції балки зв'язувалися двома розпірками по довжина з куточка 75х5.

Як другу опори для навантажувальних балок служив бетонний розтверк, розташований на відстані 2820 мм від першої пари мікропалі, що випробовуються, і на відстані 2020 мм від другої пари мікропаль. Загальний вигляд дослідного фундаменту під навантаженням наведено на рис. 2.11.

Для вимірювання пошарових деформацій ґрунту активної зони досліджуваних фундаментів закладалися глибинні гвинтові марки. Гвинтові марки виготовлялися із круглого сталевго стрижня діаметром 10 мм і довжиною 60 мм, а лопаті - з листової сталі товщиною 2 мм і діаметром 36 мм. Нижній кінець стрижня загострювався, і до нього кріпилася гвинтова лопать. Верхній кінець стрижня загострювався у вигляді чотиригранника під торцевий ключ, виготовлений з труби $d=19\text{мм}$, після чого чотириграннику кріпилася струна. В якості струни використовували сталевий дріт діаметром 0,3 мм. Загальний вигляд глибинних марок наведено на Рис. 2.5.

Для вимірювання пошарових деформацій ґрунту активної зони досліджуваних фундаментів закладалися глибинні гвинтові марки. Гвинтові марки виготовлялися із круглого сталевго стрижня діаметром 10 мм і довжиною 60 мм, а лопаті - з листової сталі товщиною 2 мм і діаметром 36 мм. Нижній кінець стрижня загострювався, і до нього кріпилася гвинтова лопать. Верхній кінець стрижня загострювався у вигляді чотиригранника під торцевий ключ, виготовлений з труби $d=19\text{мм}$, після чого чотириграннику кріпилася струна. В якості струни використовували сталевий дріт діаметром 0,3 мм. Загальний вигляд глибинних марок наведено на Рис. 2.5.

Осідання мікропаль і вертикальні переміщення ґрунтових марок фіксувалися за допомогою прогібомірів 6 ПАО з ціною розподілу 0,01 мм та прогібомірів, виготовлених на базі індикаторів вартового типу ІЧ-1 з ціною розподілу 0,1 мм.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						39
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

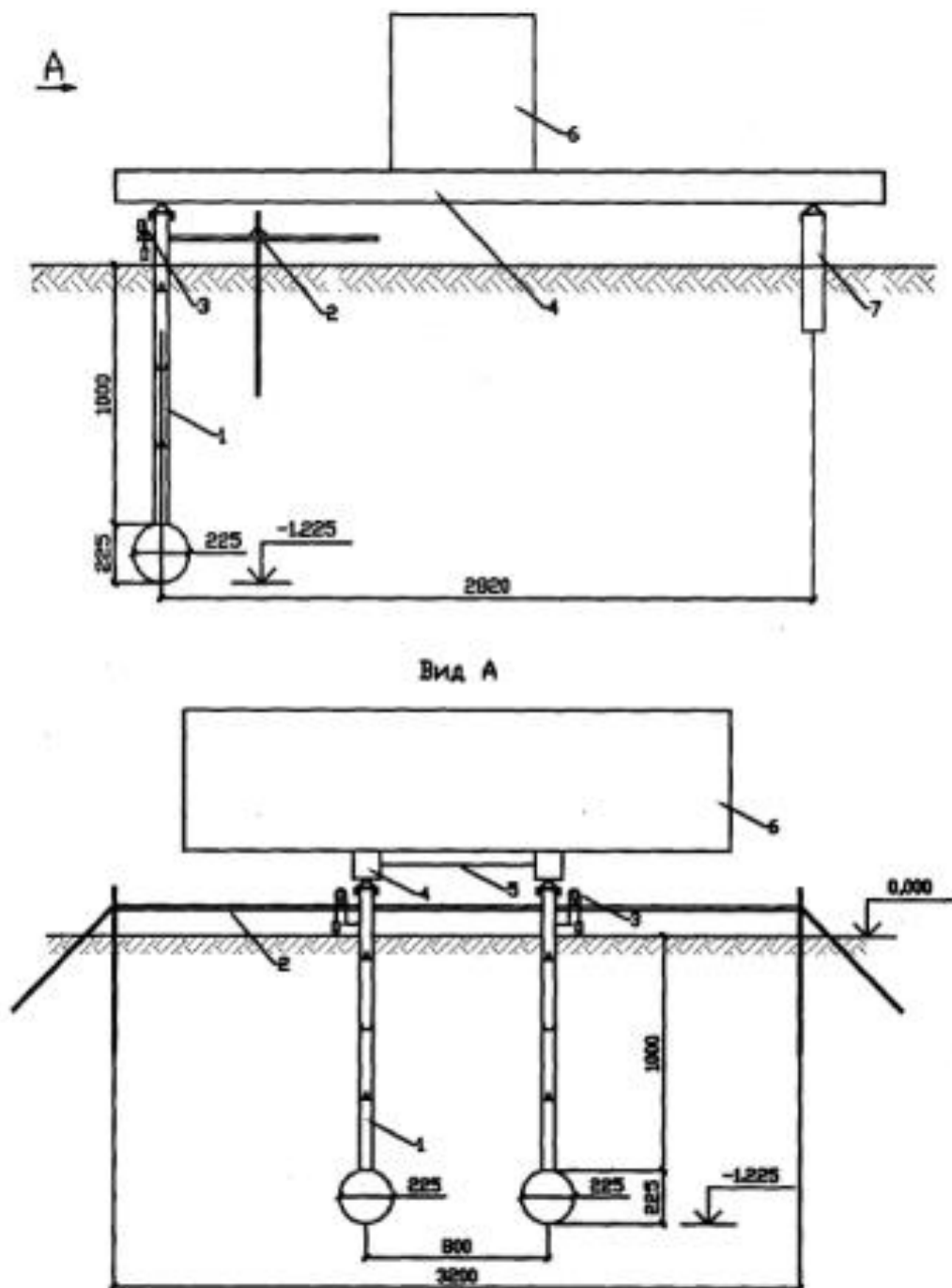


Рис. 2.4 Схема установки для статического испытания микропаль:

1-микропаль; 2-реперная система; 3-прогибомеры; 4-балки;

5-распорка; 6-груз; 7-опорное ребро

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 243 ПЗ

Архив

40

2.2.3. Порядок проведення експериментів.

Статичні випробування проводились відповідно до ДСТУ Б В.2.1-6-2000 " Ґрунти. Польові випробування. Загальні положення".

При проведенні статичних випробувань навантаження мікропаль вироблялося попарно, на відстані між мікропальцями 800 мм. Навантаження на них передавалося через навантажувальні балки, покладені однією стороною на опорне ребро, інший на оголовки мікропаль. Величина навантаження регулювалася положенням блоку ФБС-6 на балках, що навантажують. Прийнята величина ступенів навантаження склала 0,5 кН для порожнистих мікропаль і 4,5 кН для мікропаль з витрамбованими розширеннями. Кожна ступінь навантаження витримувалася до умовної стабілізації, при якій швидкість осідання паль не перевищувала 0,1 мм протягом останніх 2 годин спостережень.

З метою отримання результатів із необхідною частотою під час дослідів на майданчику було організовано цілодобове чергування.

Для вимірювання порового та загального тиску в активній зоні фундаментів до їх виготовлення у запланованих точках пробурювалися свердловини діаметром 109 мм та глибиною, на 0,5 м більшої максимальної глибини установки нижньої месدوزи.

Вдавлювання месдоз у стінки свердловини здійснювалося знизу вгору за допомогою спеціального механізму впровадження, виконаного за аналогом, з конструкцією, розробленою Далматовим Б.І та Голлі А.В.(1970). Загальний вид механізму наведено на рис. 2.9.

Перед впровадженням месдоз, призначених для вимірювання напруги тотального та в поровій воді, простір між поверхнею пористого каменю та мембраною заповнювалося водним розчином гліцерину під розрядженням - 0,1 Мпа у вакуумній шафі. Для виключення контакту з повітрям, месدوزи перед впровадженням поміщалися в посудину з водою, а потім переносилися у свердловину. Після цього кожна месдоза вставлялася в механізм впровадження та опускалася на задану позначку. У результаті робилося її впровадження в стінку свердловини.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						41
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Після встановлення у свердловину всіх мессдоз здійснювалося тампонування свердловини, вийнятим з неї ґрунтом, з пошаровим ущільненням. Дроти від месдозу перед виходом на поверхню об'єднувалися і поміщалися в металеву трубу, діаметром 40 мм, для виключення їх пошкоджень під час роботи з влаштування фундаментних плит. Встановлення стабільних показників ґрунтових мессдоз відбувалося після 2-4 тижнів після впровадження.

Марки занурювалися в ґрунт до відповідних позначок шляхом загвинчування та вдавлювання через лідерні свердловини діаметром 19 мм. Влаштування свердловин велося пробивкою лідером діаметром 19 мм масиву ґрунту на глибину меншу за проектну на 0,5 м. На глибину лідерної свердловини марка вдавлювалася, решта 0,5 м загвинчувалася в ґрунт. Попередньо, до загвинчування марки, через порожнину штанги одягалася струна із сталевого дроту діаметром 0,3 мм. Після загвинчування марок на відповідну глибину штанга піднімалася на 50 мм для звільнення марки. Тим самим труба оберігала марку та струну від пошкоджень, а також усувала вплив переміщень вищележачих шарів ґрунту, на показники прогібоміру, що вимірює переміщення марки.

Струни, що йдуть від марок, на півтора обороти намотувалися на блоки прогібомірів, кожен з яких розташовувався над відповідною обсадною трубою і забезпечував вертикальне положення струни, що виходить із неї. До кінців струн кріпилися противаги, які підбиралися так, щоб питомий тиск марок на ґрунт у вибої свердловини приблизно було б рівне природному на цій глибині.

Осідання мікропаль та глибинних марок вимірювалися за допомогою прогібомірів, закріплених на реперній системі, з точністю 0,1 та 0,01 мм. Нерухома реперна системи виготовлялася у вигляді просторової трикутної ферми з арматури А d=16 мм. Реперна система закріплювалася на двох опорах. Відстань від опор реперної системи до випробуваних мікропаль перевищувало 1,5 м. На рис. 2.10 показано встановлення приладів на репер.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						42
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 2.10 Установка прогібомірів на реперній системі.

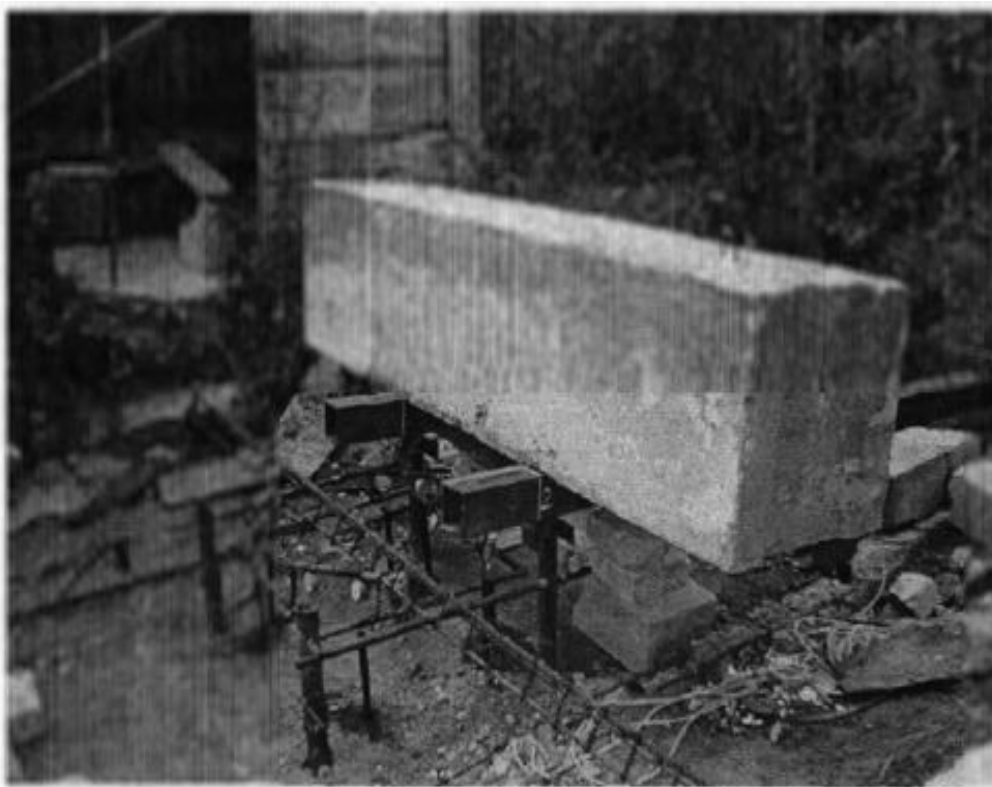


Рис. 2.11 Навантажувальна важільна система.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						43
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Показання мессдоз та прогібомірів знімалися перед завантаженням, та після застосування кожного ступеня навантаження. Перед застосування чергового ступення навантаження показання знімалися двічі. Після навантаження показання знімалися відразу, а потім кожні 15 хвилин протягом першої години та кожні 30 хвилин протягом наступних двох годин, далі щогодини до умовної стабілізації та застосування чергового ступеня навантаження. Процес навантаження кожної пари порожніх мікропаль тривав 5 діб, а мікропаль витрамбовані розширення - 8 діб.

Всього в основу одиночних мікропаль було впроваджено 15 ґрунтових мессдоз у трьох свердловинах з кроком 500 мм по глибині та 16 глибинних марок по 4 у кожної мікропалі з кроком по глибині 250 мм.

Описана методика постановки експериментів дозволила вирішити завдання експериментального дослідження роботи одиночних порожнистих мікропаль та мікропаль з витрамбованими розширеннями на природній підставі, а також дослідити процеси ущільнення, зміни пористості, консистенції та вологості в локальній зоні ущільненого ґрунту навколо розширень мікропалі.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						44
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2.3. Дані польових експериментів.

2.3.1. Осідання та несуча здатність мікропаль.

На першому етапі експериментальних досліджень взаємодії мікропаль з ґрунтовою основою була проведена серія експериментів з виявлення особливості роботи мікропаль під навантаженням в умовах слабких ґрунтів, нижнім кінцем мікропалі спиралися на шар текучепластичної глини потужністю 2,3 м. Для цього за методикою ДСТУ Б В.2.1-2-96 були випробувані дві групи мікропаль, мікропалі з витрамбованими розширеннями і без розширень, загальною кількістю 32 штук.

Довжина стовбура мікропаль у ґрунті склала 1000 мм, діаметр стовбура 57 мм, діаметр бетонного розширення 225 мм. Діаметр розширення мікропалі регулювався за обсягом втрамбованої цементно-піщаної суміші. Даний діаметр розширення 225 мм відповідає обсягу суміші 6000 см³.

На рис. 2.12 наведено дані статичних випробувань мікропаль.

Графік залежності навантаження- осідання біля мікропалі з розширеною п'ятою має більш плавні контури, ніж у мікропалі без розширення. До навантаження 5,56 кН графік осідання порожнистої мікропалі може, без великої похибки, бути апроксимований прямою лінією, потім, при збільшенні навантаження до 6,06 кН, слід різкий перелом графіка і вихід на вертикальну пряму, відповідну зриву палі. Осідання мікропалі з розширеною п'ятою до навантаження 14,4 кН ростуть прямо пропорційно зовнішньому навантаженню, потім графік має плавне викривлення і при навантаженні 17,4 кН виходить на похилу лінію.

Також слід зазначити, що пружний "вихід" мікропалі без розширення складає 1 мм, у мікропалі з розширенням – 6 мм. Цей факт пояснюється формуванням ущільненого ґрунтового ядра у нижньому кінці мікропалі, утвореного в процесі влаштування витрамбованого розширення.

З таблиці 2.1 видно, що при роботі мікропаль на осідання до 30 мм. несуча здатність мікропаль з розширеннями в нижньому торці в 3-3,5 рази більше, ніж несуча здатність мікропаль без розширень. При зростанні осідання різниця в

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						45
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

несучих здібностях мікропаль збільшується.

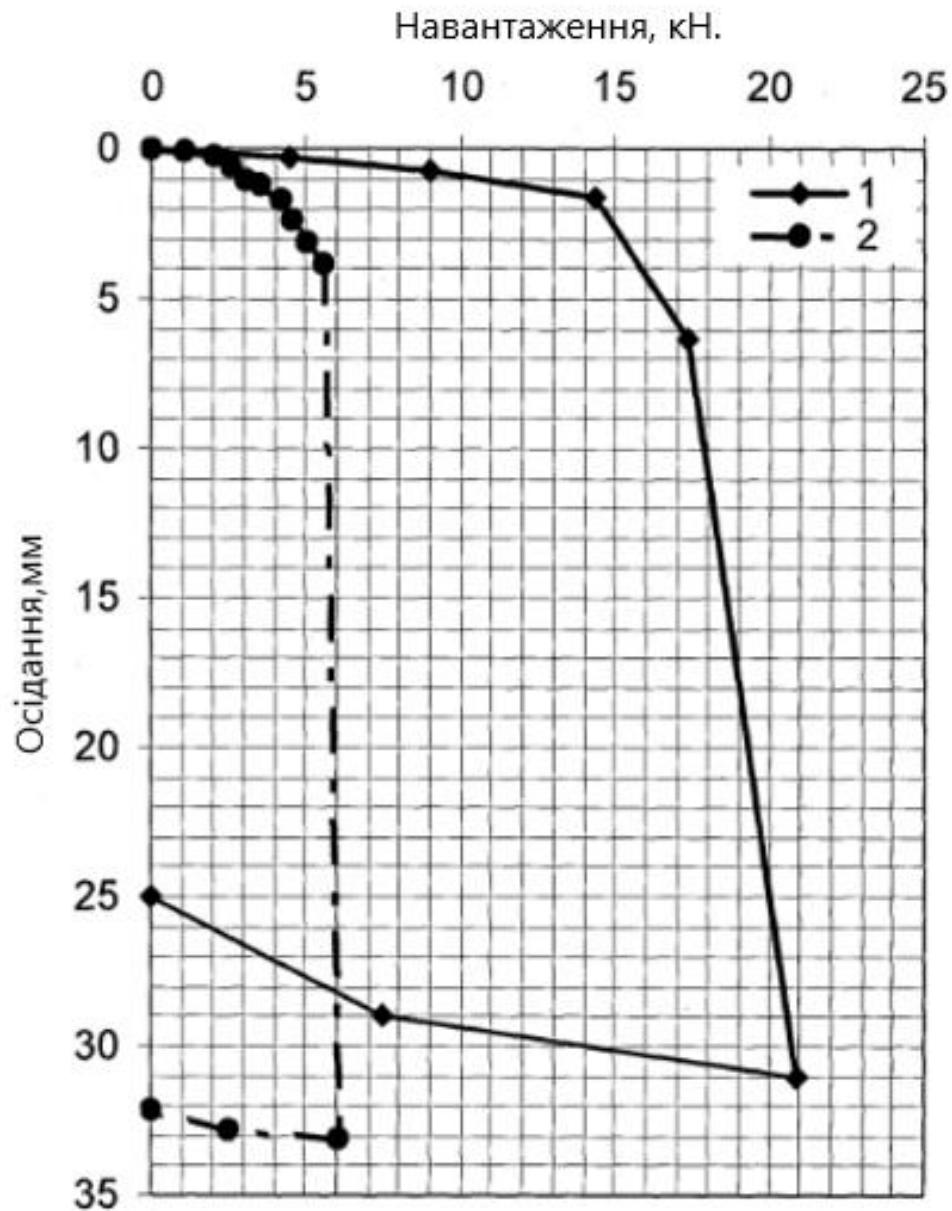


Рис. 2.12 Графік залежності осідання від навантаження.

1- Мікропаль з розширенням, 2- порожниста мікропаль

Таблиця 2.1

ЗАЛЕЖНІСТЬ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ МІКРОПАЛЬ ВІД ОСІДАННЯ.

Осідання мікропаль,мм	1	2	3	10	20	30
Несуча здатність мікропаль без уширення $N_{пор}$, кН	3	4,3	5	5,6	5,8	6
Несуча здатність мікропаль з уширенням $N_{роз}$, кН	10	14,	15,3	17,9	19,4	21
Співвідношення $N_{роз} / N_{пор}$	3,33	3,41	3,06	3,19	3,34	3,5

При оцінці ефективності паль, що застосовуються, однією з важливих характеристик є питома несуча здатність конструкції паль.

$$U = \frac{N_{\text{п}}}{V_{\text{п}}} (45)$$

де: $N_{\text{п}}$ -несуча здатність палі;

$V_{\text{п}}$ -обсяг палі.

Це відношення обсягу палі в ґрунті до її несучої здатності. В данному випадку об'єм порожнистої мікропалі становить 0,00255 м³, об'єм мікропалі з розширеною п'ятою - 0,00265 м³. У таблиці 2.2 наведено порівняльні дані за питомою несучою здатністю для деяких видів бетонних паль, працюючих в умовах слабких ґрунтів. Несуча здатність мікропаль прийнята для осідання 20 мм.

Таблиця 2.2

Питома несуча здатність деяких паль

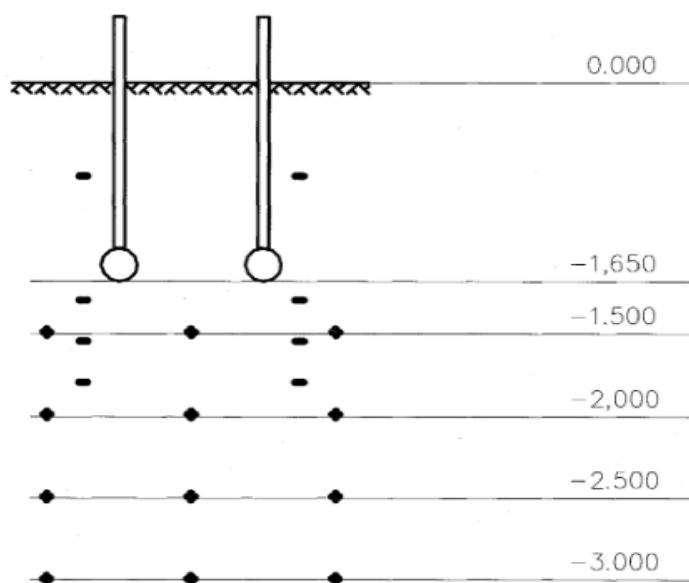
Види паль	Питома несуча здатність,кН/м³
Забивна ЗБ паля квадратного перерізу 300х300мм, довжиною 3-12м	370-740
Буронабивна паля без розширення діаметром 500-1200мм, довжиною 10/30м	80-120
Буронабивна паля з розширеною п'ятою діаметр ствола 500-800мм, діаметр розширення 1200-1800мм, довжина 10-30м	120-260
Паля "Ягудіна"	320
Паля "Бенато"	250
Мікропаля без розширення	380
Мікропаля з витрамбованою розширеною п'ятою	1230

Аналіз результатів досліджень осідання та несучої здатності мікропаль з витрамбованими розширеннями і без розширень показав, що при роботі у слабких глинистих ґрунтах обидві конструкції мікропаль мають високу питому здатність.

2.3.2. Напружено-деформований стан основи мікропаль з витрамбованими розширеннями.

Для вивчення деформацій основи мікропаль з витрамбованими розширеннями в ґрунт були впроваджені глибинні марки з кроком 250 мм по глибині. Вимірювання переміщень точок масиву велося по осях мікропаль вище та нижче п'яти. Вертикальна стискаюча напруга в основі вимірювалися месдозами, встановленими в три лідерні свердловини з кроком 500-1000 мм за глибиною. Дві свердловини розташовувалися вздовж осей першої пари мікропаль, одна за центом.

Як показали проведені дослідження, максимальне осідання мікропаль склала 30,02 мм при навантаженні 25,6 кН, при цьому максимальні переміщення ґрунту зафіксовано на відстані 0,25 м нижче п'яти мікропаль і складають 6,37 мм. На відстані 0,75 м під п'ятою максимальне осідання точок ґрунту склала 1,41 мм. Це, мабуть, пов'язано з тим, що при влаштуванні паль, у процесі трамбування утворилася зона ущільненого ґрунту, і як наслідок глибина зони деформування ґрунту збільшилася.



- Ґрунтова марка

□ Ґрунтова месдоза

Рис. 2.13 Схема розташування марок і месдоз в основі одиничних мікропаль.

Аналізуючи графіки, що представлені на рис. 2.14 видно, що переміщення точок ґрунту на різних позначках змінюються практично пропорційно

зовнішньому навантаженню. Згасання пошарових деформацій ґрунту за глибиною відбувається швидше, ніж за лінійним законом.

На відстані 0,50 м вище п'яти мікропаль переміщення точок ґрунту сумірні з переміщеннями в точці на 0,25 м нижче п'яти і становлять приблизно 50% на кожному ступені навантаження, причому максимальні переміщення становили 2,58 мм.

На рис. 2.15 представлені графіки осідання точок ґрунту на етапах навантаження. До навантаження на мікропалью 18 кН осідання всіх марок, включаючи марку вище п'яти мікропалі, лінійно пропорційні зовнішньому навантаженню мікропалі. При збільшенні навантаження до 21,66 кН на всіх графіках є різкий перелом і до навантаження 25,6 кН осідання всіх марок описуються прямою лінією.

Ізолінії вертикальних напруг σ_z і тиск у поровій воді σ_1 мають замкнуту форму (Рис. 2.16). Злиття ізоліній σ_z та перетворення у сідлоподібну епюру відбувається на позначці -1,75 м за значення $\sigma_z = 120$ кПа. Максимальний загальний тиск зафіксовано на позначці -1,5 м і становить 180 кПа, максимальний поровий тиск 60 кПа на позначці - 1,6м.

На глибині 2,75 м від поверхні ґрунту $\sigma_z = 20$ кПа, $\sigma_1 = 15$ кПа.

Відношення порового тиску σ_1 до загальних вертикальних σ_z для різних точок основи в плані та по глибині становить 30-80%, причому з збільшенням глибини шару ґрунту частка порового тиску збільшується.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						49
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

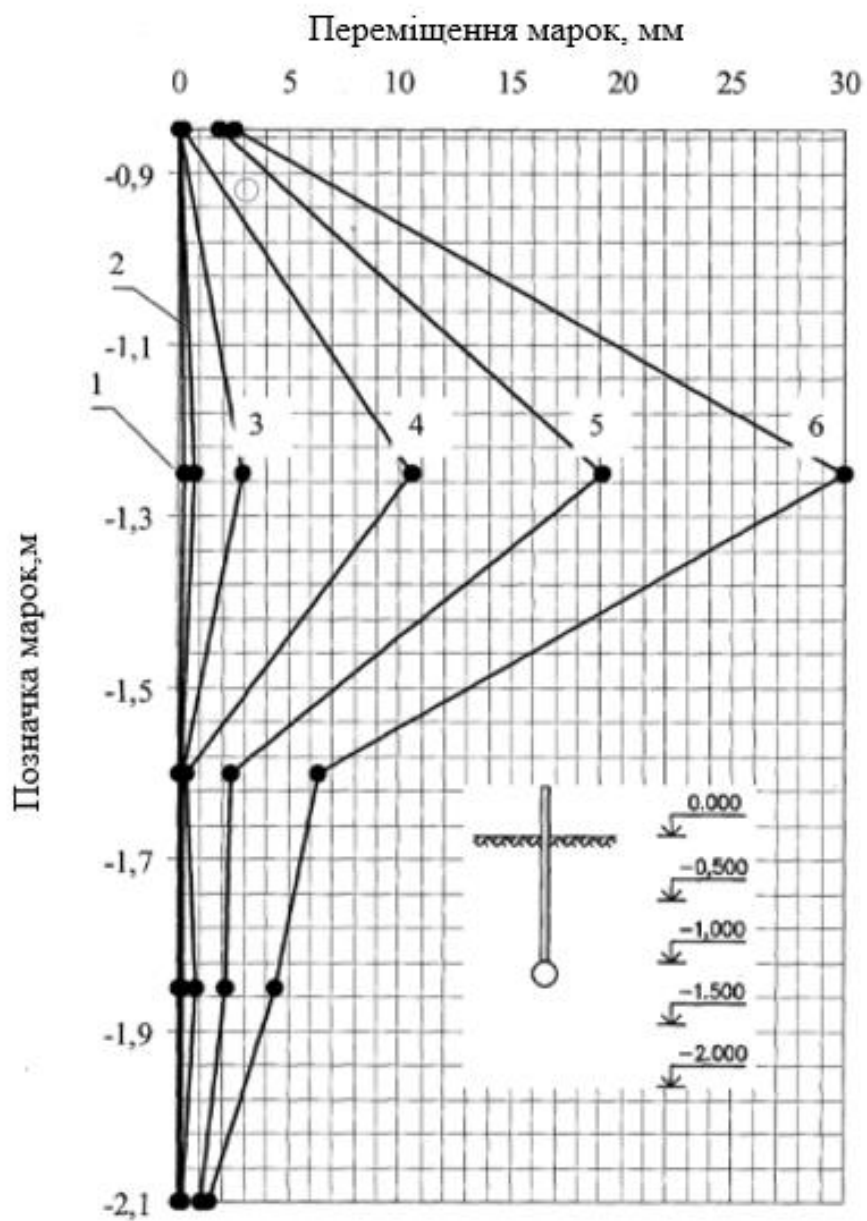


Рис. 2.14 Пошарове переміщення точок ґрунту по осі мікропалі на різних позначках.

1-4,5 кН; 2-9кН; 3-13,5 кН; 4-18 кН; 5-21,66 кН; 6-25,6 кН.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 243 ПЗ

Аркуш

50

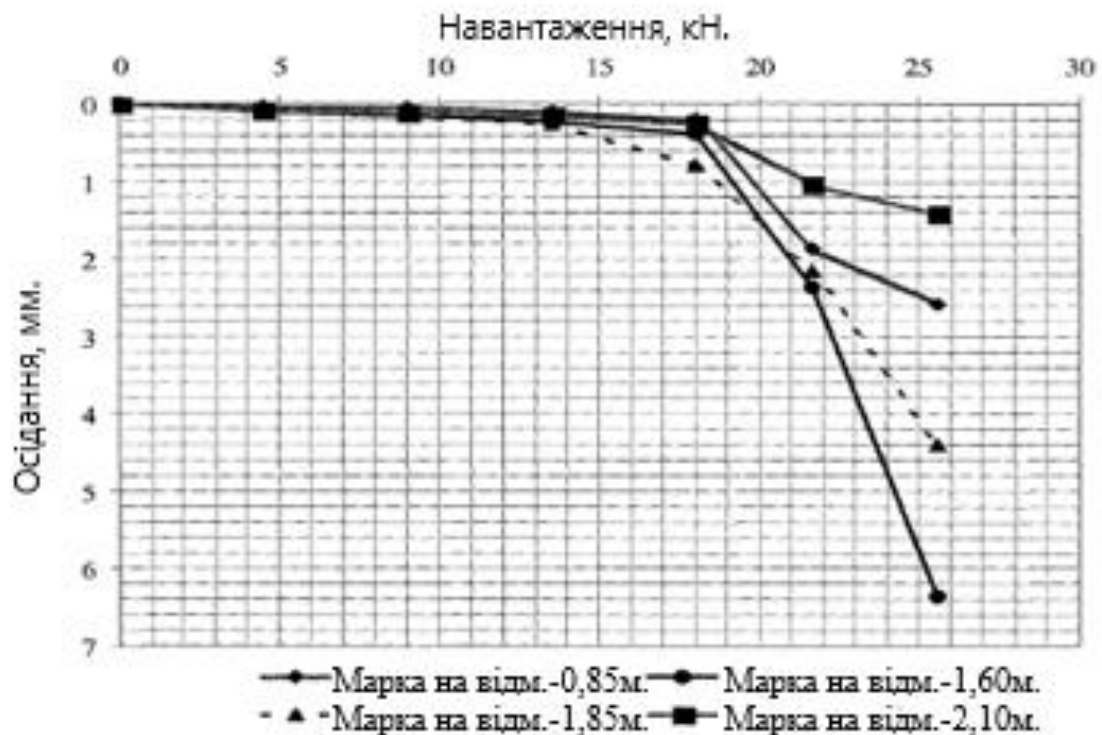


Рис. 2.15 Графік осідання точок ґрунту по осях мікропаль від напруження.

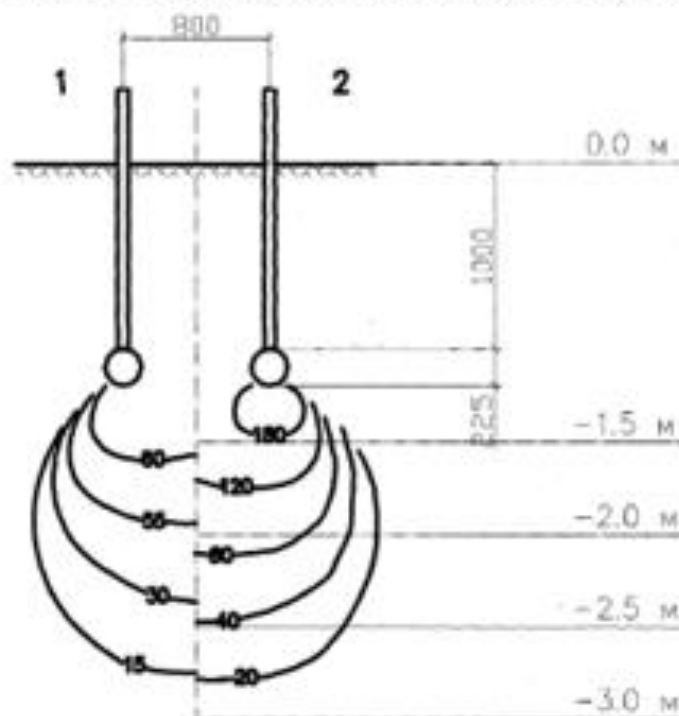


Рис. 2.16

Ізолінія нормальних вертикальних напруг в основі мікропалі з розширенням при навантаженні 25,6 кН на одну мікропалью.

1) поровий тиск σ_1 ; 2) вертикальна напруга σ_2

Для уточнення величини вертикальної напруги на контакті розширення-грунт для максимального осідання палі 30 мм виконаємо наступний розрахунок

$$\sigma_{z_0} = \frac{N_1 - N_2}{A_1 - A_2} \quad (46)$$

де: N_1 -несуча здатність мікропалі з розширенням, 21 кН;

N_2 -несуча здатність мікропалі без розширення, 6 кН;

A_1 -площа горизонтальної проекції розширення мікропалі, 0,0397 м²;

A_2 -площа стовбура мікропалі без розширення, 0,00255 м².

$$\sigma_{z_0} = \frac{21 - 6}{0.0397 - 0.00255} = 403 \text{ кПа} \quad (47)$$

На підставі поданих даних про НДС основи мікропаль можна зробити такі висновки.

- 1) На початкових етапах навантаження переміщення всіх марок підпорядковуються лінійному закону. Це свідчить про те, що ґрунт при цих навантаженнях працює пружно як на стиск, так і на розтяг.
- 2) Провальні переміщення марок, що знаходяться вище і нижче п'яти мікропаль з розширеннями відбуваються на одних і тих же щаблях навантаження. Що пов'язано з розвитком пластичних деформацій у ґрунті нижче п'яти мікропаль і появою розривів ґрунту над п'ятою мікропалі.

Відносно велика глибина розвитку зон напруженого стану в основі, мабуть, пов'язана з впливом ущільненого ядра, утвореного при влаштуванні п'яти мікропаль.

2.3.3. Дослідження формоутворення розширень та ущільненої зони ґрунту.

При зануренні у водонасичені глинисті ґрунти стовбура мікропалі створюються штучні шляхи фільтрації води всередину мікропалі, і як слідство відбувається прискорення процесів тиксотропно-консолідаційного зміцнення ґрунту та збільшення несучої здатності палі у часі.

Ущільнення ґрунту навколо витрамбованої п'яти мікропалі в водонасичених глинистих ґрунтах відбувається також завдяки використанню сухої цементно-піщаної суміші для виготовлення розширення. Відфільтрована з ущільненої зони ґрунту вода є необхідною для гідратації цементного каменю.

Як показують експерименти, наявність ущільненої зони ґрунту призводить до поширення зон напружено-деформованого стану ґрунту на більш глибокі шари основи. Тому дослідження ущільненої зони та її меж має важливе значення для оцінки впливу на несучу здатність мікропаль з витрамбованими розширеннями.

З метою дослідження формоутворення розширень було проведено наступні випробування: трамбування із закріпленням стовбура мікропалі і без закріплення. На рис. 2.17 представлені два види розширення конусне та сферичне. Конусне розширення утворено за умови незакріпленого стовбура і при трамбуванні стовбура мав можливість переміщення вгору. Сферичне розширення утворено при жорсткому закріпленні стовбура.

Таким чином, при посиленні фундаментів за допомогою мікропаль можливо проводити їх негайний вступ у роботу за допомогою їх попередньої напруги одержуваного при витрамбовуванні розширень.

Фактично, витрамбоване розширення одиночних мікропаль має форму витягнутого еліпса, діаметр 215 мм, висота 245 мм, що відображено на рис. 2.18. При влаштуванні розширення використовувалася суха цементно-піщана суміш із ставленням ц/п=1/8, цемент М 400 і дрібний пісок.

Через 6 місяців після влаштування мікропаль вони були відкопані. На рис. 2.16 представлений вид мікропалі у ґрунті. На момент фотофіксації розриву масиву ґрунту над розширенням мікропалі не спостерігається, але ґрунт перебуває у розущільненому стані.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						53
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Для дослідження міцності бетону розширення з них були вирізані кубики розміром 100×100 мм загальною кількістю 12 штук. Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 було проведено випробування міцності бетону. Середня міцність бетону становила 6,8 МПа.

Слід зазначити, що структура внутрішніх шарів бетону однорідна, цемент повністю прогідротував.

З метою вивчення фізичних та деформаційних характеристик ґрунту ущільненої зони після проведення статичних випробувань були відібрані зразки ґрунту. Зразки відбиралися у горизонтальній площині на рівні максимального діаметра бетонного розширення за допомогою групи бюксів з кроком 30 мм, починаючи з краю розширення. При відборі зразків особлива увага приділялося збереженню природної вологості та структури, а також стану ґрунту, отриманого в результаті витрабування бетонного розширення.

За рахунок того, що розширення виконане із сухої цементно-піщаної суміші, здатної вбирати порову воду і як наслідок скидати надлишковий поровий тиск, в граничній з нею зоні ущільненого ґрунту, відбулися суттєві зміни його фізичних характеристик, завдяки процесам консолідації.

Згідно з експериментальними даними, фізико-механічні характеристики ґрунту зберегли свої природні значення на відстані 90 мм від краю витрамбованого бетонного ядра. Таким чином, радіус ущільненої зони ґрунту становив 197 мм. За початок відліку на графіках прийнято край бетонного розширення.

Щільність ґрунту досягає свого максимального значення біля краю бетонного розширення і становить 20,67 кН/м³. Природна щільність ґрунту даним випробувань 18,02 кН/м³. Таким чином, ґрунт ущільнився на 14,7%.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						54
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 2.17 Мікропалі з втрамбованому розширенню в обводненому ґрунті.



Рис. 2.18 Види розширення.



Рис. 2.19 Розширення одиночної мікропалі

1-Конусне розширення;
2-сферичне розширення.

Графік зміни щільності ґрунту в ущільненій зоні, показаний на рис. 2.20 візуально описується параболічною кривою.

На графіку наведеному на рис.2.21 показує зміну вологості ґрунту. Розмір цієї характеристики знизилася на 23,3%, від природного значення 30% до мінімального значення у краю бетонного розширення 23%. Свій внесок у зміну вологості внесло ущільнення ґрунту та видавлювання води з пір ґрунту, а також розширення мікропалі, якому для гідратації цементно-піщаної суміші необхідна вода.

Коефіцієнт пористості знизився зі свого природного значення 0,948 до мінімального значення у краю бетонного розширення 0,607. Відсоткове зниження

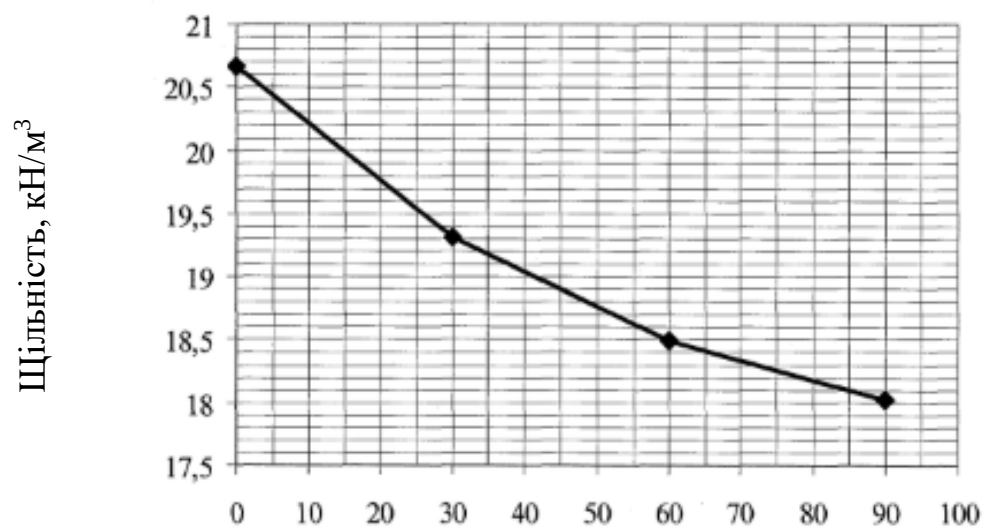
цієї фізичної характеристики становило 36%. Графік зміни коефіцієнта пористості ґрунту представлений на рис. 2.22, і можна відзначити, що він легко апроксимується прямою лінією.

На рис. 2.23 представлений графік зміни ступеня вологості ґрунту. Відповідно до цієї кривої природний ступінь вологості ґрунту становить 0,867, той час як у ущільненій зоні ґрунту відбулося як збільшення ступеня вологості, так і зменшення. Максимальний рівень вологості 1,0 знаходиться на кордоні з п'ятою мікропалі. Це, мабуть, пов'язано з тим, що на кордоні з розширенням зменшення коефіцієнта пористості (36%) більш значно, ніж зниження вологості (23,3%). Мінімальне значення ступеня вологості ґрунту знаходиться на відстані 60 мм від краю розширення мікропалі.

При влаштуванні ущільненої зони ґрунту показник плинності J_1 знизився з 0,72 до 0,33. Глина зазнала змін з м'якопластичної природної консистенції до тугопластичної консистенції біля краю бетонного розширення.

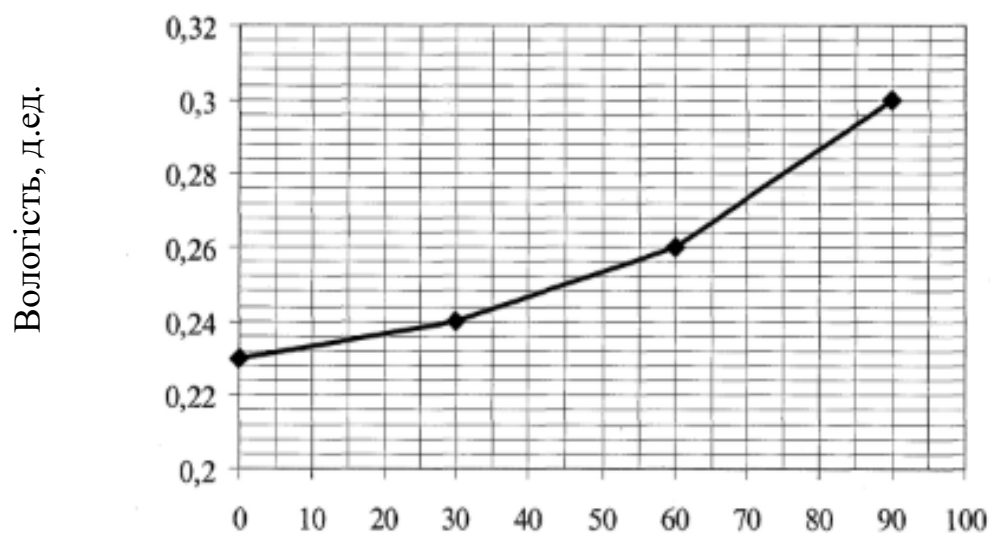
					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						56
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Рис. 2.20 Графік зміни щільності ґрунту.



Відстань від краю ядра, мм.

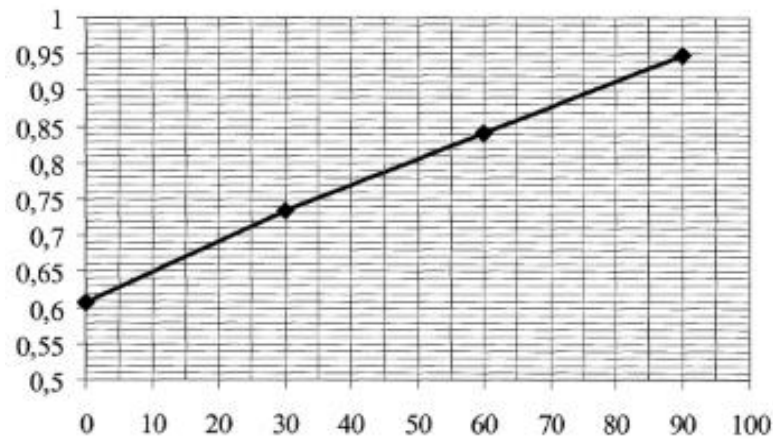
Рис. 2.21 Графік зміни вологості ґрунту



Відстань від краю ядра, мм.

Рис. 2.22 Графік зміни коефіцієнту пористості ґрунту

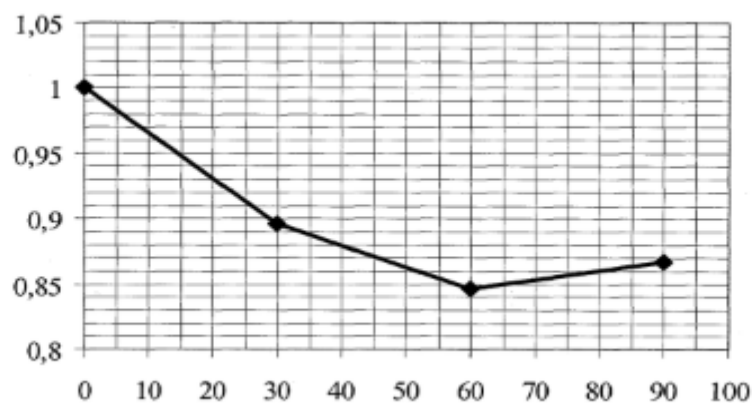
Коефіцієнт пористості, д.ед.



Відстань від краю ядра, мм.

Рис. 2.23 Графік зміни ступінь вологості ґрунту.

Ступінь вологості, д.ед.



Відстань від краю ядра, мм.

Через невеликий радіус ущільненої зони ґрунту, виявилось, технічно неможливим визначити фактичні зміни міцності та деформаційних характеристик ґрунту ущільненої зони. Робимо висновок, що модуль деформації орієнтовно збільшився в 2,3 рази із природного значення 4,6 МПа до значення 10,5 МПа у краю розширення мікропалі.

З вищевикладеного можна зробити такі висновки:

- ✓ Розширення мікропалі має форму витягнутого у вертикальній площині еліпса з діаметром горизонтальної проекції 215 мм.

- ✓ Структура бетону розширення рівномірна, фактична міцність бетону згідно випробувань становить 6.8 МПа, що відповідає класу бетону за міцністю В10.
- ✓ Пристрій витрамбованого розширення мікропалі призводить до суттєвої зміни фізико-механічних характеристик ґрунту ущільненої зони.
- ✓ Експериментальний діаметр ущільненої зони ґрунту склав ≈ 400 мм, що приблизно дорівнює двом діаметрам розширення.

2.4. Висновок другого розділу.

Проведені експериментальні дослідження несучої здатності та осідання мікропаль, розподілу напруг і деформацій в основі при статичному завантаженні вдавлюючим навантаженням, ущільненої зони ґрунту при влаштуванні розширень мікропаль дозволяють зробити наступні висновки:

1. Мікропалі мають високу питому несучу здатність. Причому питома здатність мікропаль з розширеннями в 3-3,5 рази вище, ніж у мікропаль без розширень.
2. Області НДС основи розвиваються на глибину до 6 діаметрів розширення мікропалі, через вплив ущільненої зони ґрунту.
3. Пристрій витрамбованого розширення мікропаль у водонасичених глинистих ґрунтах виконаного із сухої ц/п суміші дозволяє проводити доущільнення масиву ґрунту. При цьому зміна фізико-механічних характеристик ґрунту досягло наступних значень:
 - ✓ збільшення щільності-14,7%,
 - ✓ зниження вологості-23,3%,
 - ✓ зменшення коефіцієнта пористості-36%.

					<i>КМР 243 ПЗ</i>	Аркуш
						59
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розділ 3.

Експериментальні дослідження роботи стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком.

3.1. Завдання експериментів.

З метою дослідження роботи однорядних стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком були проведені комплексні польові випробування. У процесі експериментів вивчалися питання несучої здатності та осідання стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком, внесок низького розтверку в несучу здатність однорядного стрічкового фундаменту, напружено-деформований стан основи при навантаженні фундаментів статичним навантаженням.

Для дослідження використовувалися фундаменти двох конструктивних схем: однорядний стрічковий фундамент на мікропалях з високим розтверком і однорядний стрічковий фундамент на мікропалях з низьким розтверком. Усього випробувано шість фундаментів. В обох випадках використовувалися мікропалі з витрамбованими розширеннями, з наступними геометричними характеристиками: довжина ствола в ґрунті 1,4 м, діаметр ствола 57 мм, діаметр витрамбованої п'яти 240 мм, що приблизно дорівнює 5 діаметрам стовбура. Для найбільш повного використання несучої здатності низького розтверку, крок мікропалей у стрічці, після настановних випробувань, був прийнятий 600 мм, що становить приблизно 10 діаметрів стовбура або 2,5 діаметра розширення мікропалі. Довжина експериментальних фундаментів складала 3,2 м. Ширина підосви низького розтверку 140 мм, висота розтверку 400 мм.

Польові дослідження були проведені в м. Кропивницький. Інженерно-геологічні умови експериментального майданчика описані в II розділі.

Програмою експериментів на майданчику передбачалося:

- Оцінка несучої здатності та дослідження залежності навантаження- осідання стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком;
- Дослідження вкладу низького розтверку в несучу здатність фундаменту на

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						60
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

мікропалях;

- Дослідження пошарових переміщень точок ґрунту вище та нижче п'яти мікропаль;
- Вимірювання загального та порового тисків в основі стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком при статичному навантаженні.

-

3.2. Методика проведення польових експериментів.

Метою проведення польових експериментальних досліджень було вивчення роботи однорядних стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком у природних умовах. Для цього були влаштовані та спільно випробувані три пальові стрічки з високим розтверком та три пальові стрічки з низьким розтверком.

Принципова конструкція мікропаль аналогічна мікропалям з витрамбованими розширеннями, описаним у II розділі, за винятком деяких деталей: довжина ствола в ґрунті 1,4 м, діаметр горизонтальної проекції витрамбованої п'яти 240 мм. Загальна кількість мікропаль у досліджуваних фундаментах досягло 36 штук.

Конструкція однорядного фундаменту на мікропалях з високим розтверком складається з 6-ти мікропаль розташовані з кроком 600 мм. В якості високого розтверку використовувалася коробчата сталева балка з швелерів No 27.

Кількість та конструкція мікропаль при влаштуванні фундаменту з низьким розтверком залишилися ті ж, що і при влаштуванні фундаменту з високим розтверком. Низьким розтверком була залізобетонна монолітна балка перетином 140x400мм, розрахована у програмному комплексі STARKES та армована згідно з вимогами.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						61
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3.2.1. Технологія влаштування стрічкових фундаментів на мікропалях,прилади та обладнання.

Порядок робіт з влаштування та підготовки до статичних випробувань однорядних стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком включав такі етапи:

- Використання ґрунтових месдоз в основу рис. 2.8.
- Виготовлення стовбурів мікропаль та армованих каркасів для армування низького розтверку;
- Планування поверхні ґрунту для встановлення контактних месдоз, пристрої низького розтверку та впровадження мікропаль;
- Занурення стовбурів мікропаль, витрамбування розширень та заповнення порожнин мікропаль сухою ц/п сумішшю;
- Буріння свердловин для відбору монолітів, та впровадження ґрунтових месдоз у основи рис. 3.1;
- Встановлення арматурних каркасів під розтверк;
- Встановлення контактних месдоз;
- Встановлення опалубки, укладання та ущільнення бетону розтверку;
- Використання глибинних марок в основу.

Після влаштування фундаментів, впровадження месдоз та глибинних марок основі давався відпочинок відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.1-1-95 "ґрунти. Методи польових випробувань палями".

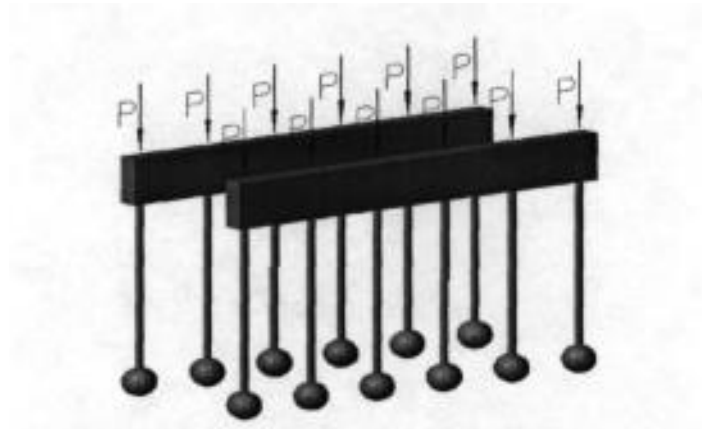


Рис. 3.1 Аксонометрична схема випробувань фундаментів з низьким розтверком.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						62
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 3.2 Стрічковий пальовий фундамент з низьким розтверком.



Рис. 3.3 Буріння свердловин для відбору монолітів ґрунту та впровадження месдоз.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						63
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 3.4 Стрічковий фундамент з низьким розтверком під навантаженням.

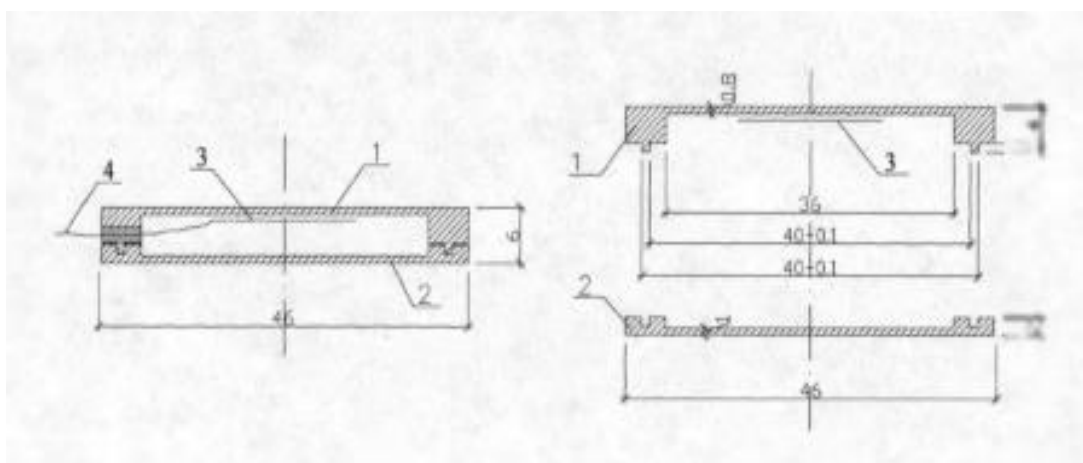


Рис. 3.5 Кострукція контактних месдоз:

1-верхня крижка, 2-нижня кришка, 3-тензодатчик, 4-дроти.

Статичне навантаження експериментальних стрічкових фундаментів проводили за допомогою блоків ФБС-24.6.6, плит підкранових колій та дорожніх плит. Загальний вигляд експериментального фундаменту, у процесі навантаження представлений на рис. 3.4.

Опис використовуваного тензометричного обладнання, технології виготовлення та впровадження ґрунтових месдоз та глибинних марок, застосування прогібомірів описані у II розділі цієї роботи.

Однак слід зазначити, що контактні месدوزи мали кілька іншу, більш просту конструкцію в порівнянні з ґрунтовими месдозами описаними у II розділі. Як матеріал застосовувався титановий сплав ВТ1. Діаметр контактних месдоз 46 мм, при товщині активної мембрани 0,8 мм (рис. 3.5).

3.2.2. Порядок проведення експериментів.

Статичні випробування проводились відповідно до ДСТУ Б В.2.1-1-95 "ГРУНТИ. Методи польових випробувань палями".

При проведенні статичних випробувань стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком навантаження вироблялося по два фундаменту кожного виду конструкції одночасно. Відстань між пальовими стрічками в обох випадках становило 1100 мм. Навантаження на досліджувані фундаменти передавалася від системи вантажів покладених на розподільчі балки, у випадку з високим розтверком і безпосередньо на розтверк, у випадку з низьким розтверком. Геометрія розкладки вантажів велася з урахуванням рівномірної передачі навантаження на обидві пальові стрічки. Навантаження передавалося ступенями по 30,6-40 кН та 63,2-114 кН, при середньому кроці навантаження на мікропалью 2,55-3,33 кН та 5,26-9,5 кН на фундамент з високим та низьким розтверком відповідно. Прийнята величина ступенів навантаження була обумовлена розкладкою одного ряду вантажів на фундамент. Між кожним рядом вантажу укладалися дерев'яні прокладки. Кожен ступінь навантаження витримувалася до умовної стабілізації, при якій швидкість осідання палі не перевищувала 0,1 мм протягом останніх 2 годин спостережень.



Рис. 3.6 Стрічковий фундамент з низьким розтверком до навантаження.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						65
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 3.7 Встановлення прогібомірів на репери.

Нерухома реперна системи виготовлялася у вигляді трьох просторових трикутних ферм, виготовлених з арматури А d=16 мм. Дві реперні ферми були встановлені вздовж пальових стрічок, одна впоперек. На поздовжніх реперах закріплювалися прогібоміри для вимірювання осідання мікропаль і переміщень точок ґрунту вище і нижче п'яти мікропаль.

На поперечному репері були встановлені прогібоміри для вимірювання пошарових переміщень точок ґрунту вище п'яти мікропаль по центру між пальовими стрічками. Кожна реперна ферма закріплювалася на двох опорах. Відстань від опор реперної системи до мікропаль, що випробовуються, перевищувала 1 м.

На рис.3.7 показано встановлення приладів на реперних фермах.

Для безпечного проведення експерименту між навантажуючими балками були встановлені розпірки, вертикальні та горизонтальні хрестові зв'язки, виготовлені з арматури А d=16 мм.

Процес навантаження стрічкових фундаментів з високим розтверком тривав 18 діб, з низьким розтверком – 10 діб.

Всього в основу стрічкових фундаментів було впроваджено 15 ґрунтових месдоз у трьох свердловинах з кроком 500-1000 мм по глибині та 12 глибинних марок із кроком по глибині 250-300 мм.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						66
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Описана методика постановки експериментів дозволила вирішити завдання експериментального дослідження роботи стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком на природній основі, а також досліджувати процеси, що відбуваються в ґрунті в ході статичного навантаження, і в контактній зоні підошви низького розтверку

3.3. Дані польових експериментів.

3.3.1. Осідання та несуча здатність стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком.

Для дослідження роботи однорядних стрічкових фундаментів на мікропалях та оцінки впливу низького розтверку на несучу здатність фундаментів було проведено статичні випробування.

На рис. 3.8 представлені дані статичних випробувань стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком. На графіку залежності навантаження- осідання видно, що до навантаження 50 кН/м обидва графіки практично збігаються. При осіданні 5 мм у фундаменту з високим розтверком є різкий перелом, що відповідає зриву пальового фундаменту. Графік навантаження-осідання фундаменту з низьким розтверком на всьому протязі має плавні контури, але при навантаженні 77,2 кН/м є деякий перегин, після чого графік практично апроксимується прямою лінією. При цьому загальне навантаження на фундаменти, що випробовуються, доводилося до 108,8 кН/м.

Результати несучої здатності фундаментів з високим та низьким розтверком у перерахунку на 1 мікропаль зведено до таблиці 3.1. На осідання до 5 мм несуча здатність мікропаль у складі стрічкового фундаменту з високим та низьким розтверком практично не відрізняються. При збільшенні осідання до 40 мм відбувається збільшення несучої здатності мікропаль у складі фундаменту з низьким розтверком на 30-40% порівняно з мікропаллями у складі фундаменту з високим розтверком. Причому з збільшенням осідання різниця в несучих здібностях фундаментів збільшується.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						67
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Слід зазначити, що пружний вихід фундаменту з високим розтверком становить 2,94 мм, а з низьким розтверком – 15,8 мм, що пояснюється вкладом основи низького розтверку в пружну роботу фундаменту.

Таблиця 3.1 Середня несуча здатність мікропаль у складі стрічкового фундаменту у кН.

Осідання ,мм	1	2	3	4	5	10	20	30	40	50
З високим розтверком	9	15	20	23	25	25,5	26,8	28,3	31	-
З низьким розтверком	10	15	19	22,5	25	37,2	44	47,8	51	54,3

На рис. 3.9 наведено графіки залежності навантаження- осідання різних елементів фундаменту з низьким розтверком. Частка зовнішнього навантаження, сприймається підшоною низького розтверку фіксувалася за допомогою контактних месдоз. Графік залежності навантаження- осідання для низького розтверка – пряма лінія. Графік навантаження-осідання побудований для мікропаль у складі фундаменту з низьким розтверком показує, що при осіданнях більше 21 мм мікропалі мають провальні осідання і не сприймають збільшення зовнішнього навантаження.

Таблиця 3.2 Питома несуча здатність основи під різними елементами стрічкового фундаменту з низьким розтверком.

Навантаження, кН/м	10,53	27,2	43,87	60,53	77,20	89,87	108,8
розтверк, %	45,2	24,2	18,5	19,4	17,8	21,7	34,7
Мікропалі, %	54,8	75,8	81,5	80,6	82,2	78,3	65,3

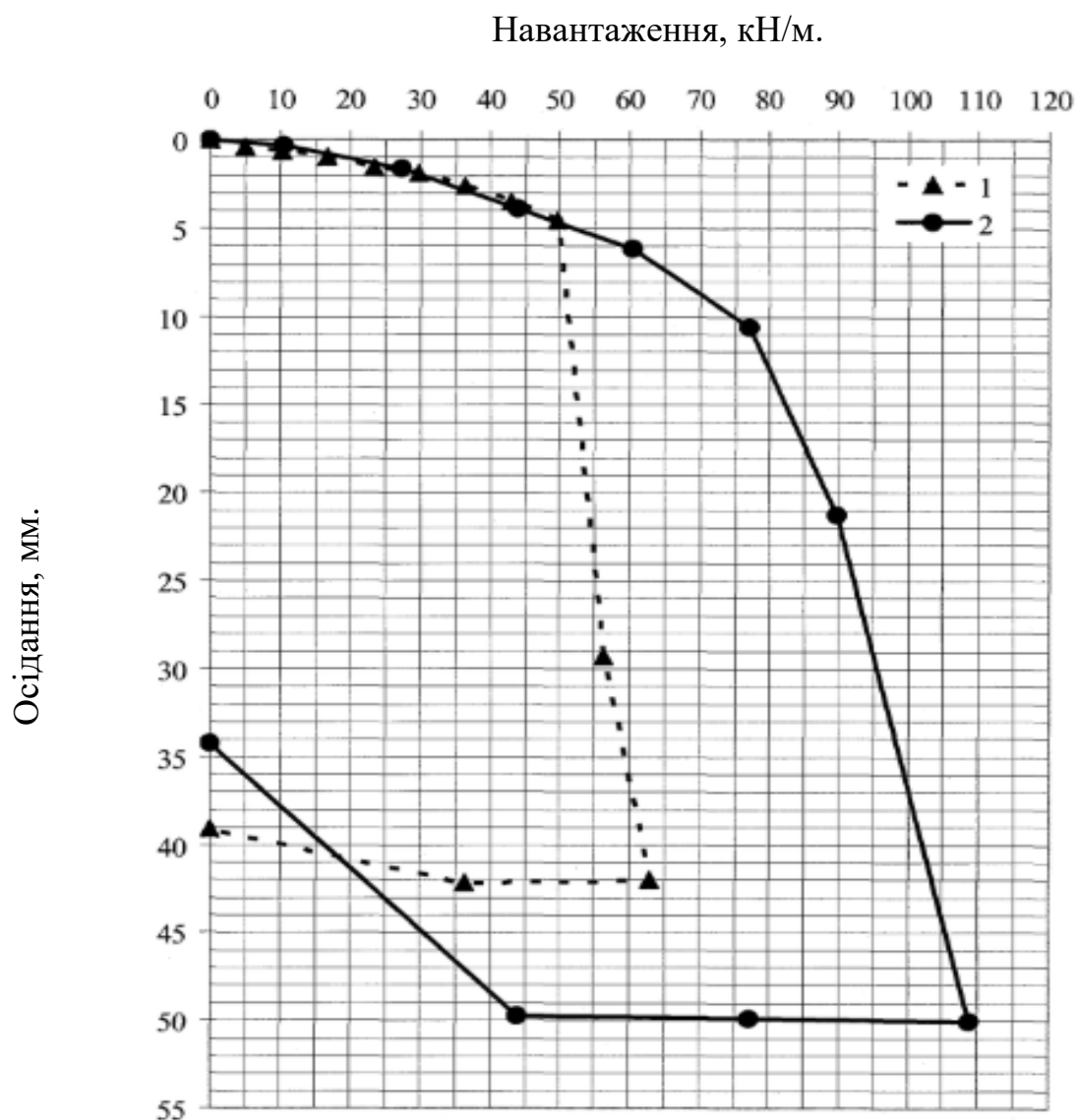


Рис. 3.8 Залежність навантаження- осідання для стрічкових пальових фундаментів:

1-з високим розтверком, 2- з низьким розтверком.

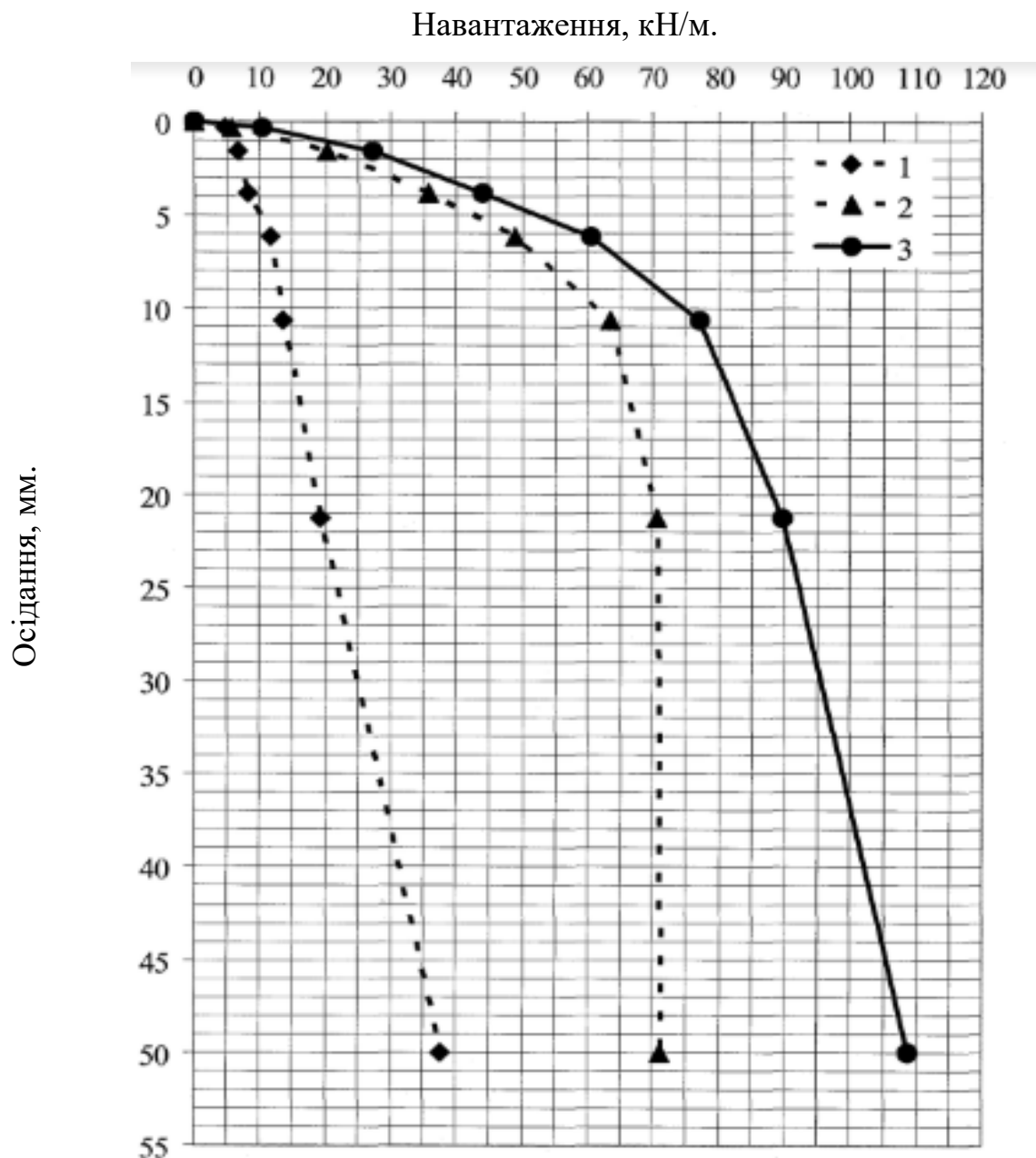


Рис. 3.9 Залежність навантаження- осідання для різних елементів фундаменту з низьким розтверком:
1-розтверк, 2-мікропаля, 3-фундамент.

У таблиці 3.2 представлена несуча здатність низького розтверку та мікропаль за ступенями навантаження. При навантаженні 10,53 кН/м розтверк несе 45,2% від загального навантаження. При подальшому збільшенні навантаження до 89,87 кН/м основну частину несуть палі. На останніх трьох ступенях навантаження спостерігається зростання несучої здатності розтверку. Такий перерозподіл зусиль між палями та розтверком пояснюється тим, що для реалізації повної несучої здатності розтверку необхідні більші осідання, ніж палям, які при осіданнях більше

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 243 ПЗ

Аркуш

70

З вищевикладеного можна зробити такі висновки:

- 1- Несуча здатність стрічкових фундаментів для осідання 20 мм з високим розтверком становить 54,1 кН/м, з низьким розтверком-88,3 кН/м, що в 1,6 рази більше, ніж для фундаменту з високим розтверком.
- 2- Розтверк вступає в роботу на осіданнях більше 5 мм і здатний сприймати до 40% зовнішньої навантаження на осіданнях більше 20мм.
- 3- При збільшенні осідання фундаментів внесок низького розтверку в несучу здатність стрічкового фундаменту зростає.
- 4- Пружний "вихід" фундаменту з низьким розтверком складає 15,7 мм, що в 5 разів більше, ніж у фундаменту з високим розтверком.

3.3.2. Напружено-деформований стан основи стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком.

Для вивчення деформацій основи стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком у ґрунт було впроваджено 3 групи глибинних марки. Дві групи марок розташовувалися по осях стрічкових фундаментів з кроком 250 мм по глибині, для вимірювання пошарових деформацій ґрунта вище та нижче п'яти мікропаль. Третя група марок розташовувалася по центру між пальовими стрічками з кроком 300 мм по глибині. Для вимірювання переміщень точок ґрунту вище п'яти мікропаль. Вертикальні стискаючі напруги на основі вимірювалися месдозами, встановленими в три лідерні свердловини з кроком 500-1000 мм по глибині. Дві свердловини розташовувалися вздовж осей пальових стрічок, одна по центру між стрічками.

Як показали проведені дослідження, максимальне осідання фундаменту з низьким розтверком склала 50,04мм, фундаменту з високим розтверком - 42,00мм, при середньому навантаженні 54,43 кН та 31,5 кН відповідно. На відстані 3 діаметри розширення, що складає 0,75 м від п'яти мікропалі, фундаменту з високим розтверком осідання ґрунту склала 2,11мм, фундаменту з низьким розтверком – 2,32 мм. Незагасання осідання на цій глибині, очевидно, пов'язано з тим, що при

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						71
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

влаштуванні мікропаль, в процесі трамбування утворилася зона ущільненого ґрунту, і як наслідок навантаження ґрунту передається через велику площу. Графіки пошарових вертикальних переміщення точок ґрунту на етапах навантаження наведено на рис. 3.10, 3.11.

На відстані 0,25 м вище верху п'яти мікропаль стрічкових фундаментів вертикальні переміщення точок ґрунту становлять приблизно 40-70 % від переміщень точок ґрунту, розташованих на 0,25 м нижче п'яти, причому максимальні вертикальні переміщення біля фундаменту з високим розтверком склали 4 мм, у фундаменту з низьким розтверком - 14,8 мм.

Аналізуючи графік на рис. 3.11 можна зробити висновок, що різкий стрибок і провальні деформації точок ґрунту вище п'яти мікропаль фундаменту з низьким розтверком, мабуть, пов'язані з розривом масиву ґрунту над п'ятою мікропаль, після досягнення критичного навантаження на мікропалі. При аналізі графіків на рис. 3.12, 3.13, можна побачити, що деформації точок ґрунту вище п'яти мікропаль по центру між пальовими стрічками у стрічкових фундаментів з високим та низьким розтверками мають не тільки різний порядок значень, а й принципово хороший характер. В цілому при однакових осіданнях у фундаментів з низьким розтверком переміщення в 2-3 рази більше, ніж у фундаментів із високим розтверком.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						72
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

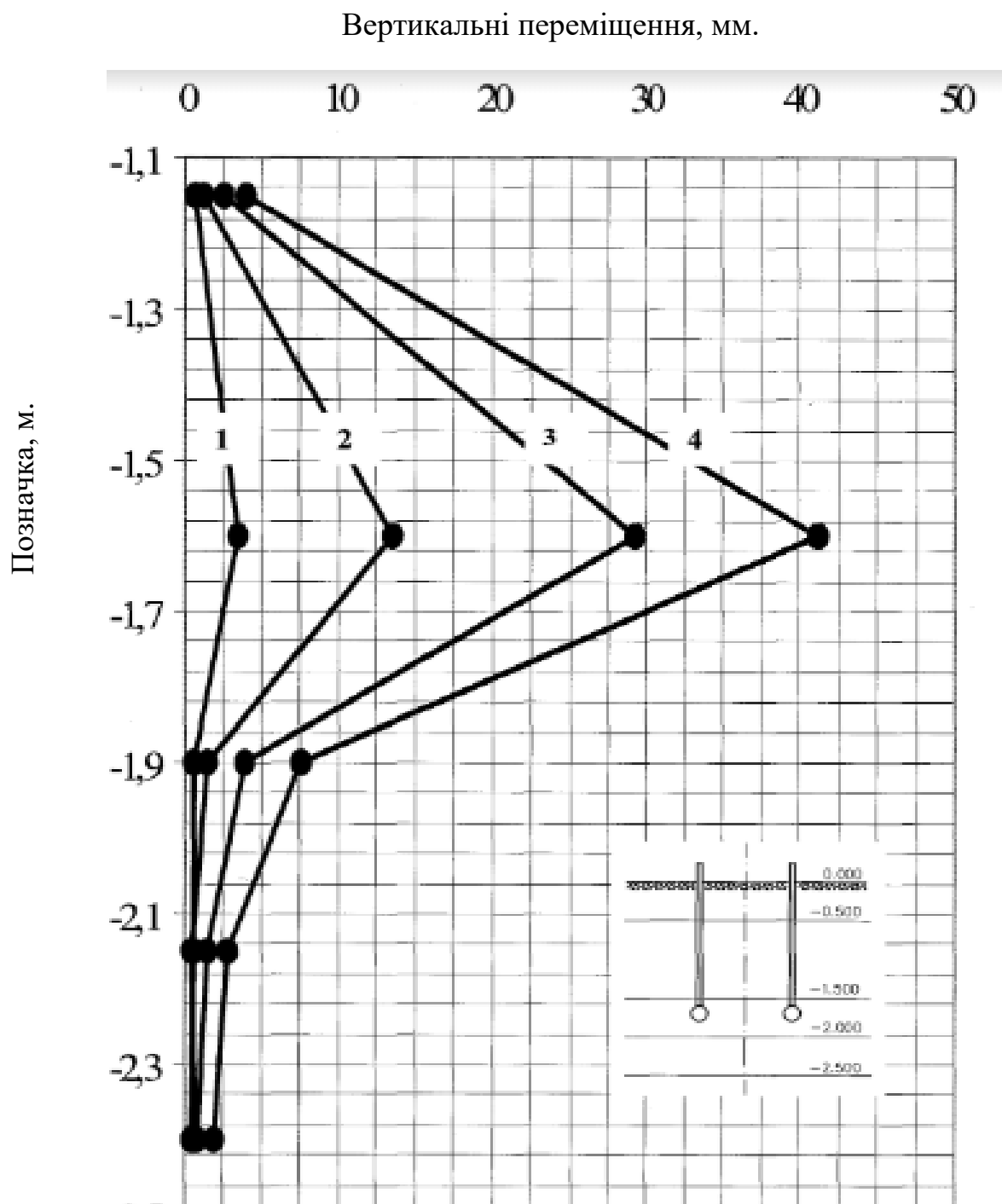


Рис. 3.10 Вертикальні переміщення точок ґрунту в основі фундаменту з високим розтверком по осі фундаменту, при середніх навантаженнях на мікропалю.

1- 21,5 кН; 2- 24,83 кН; 3- 28,17 кН; 4- 31,5 кН.

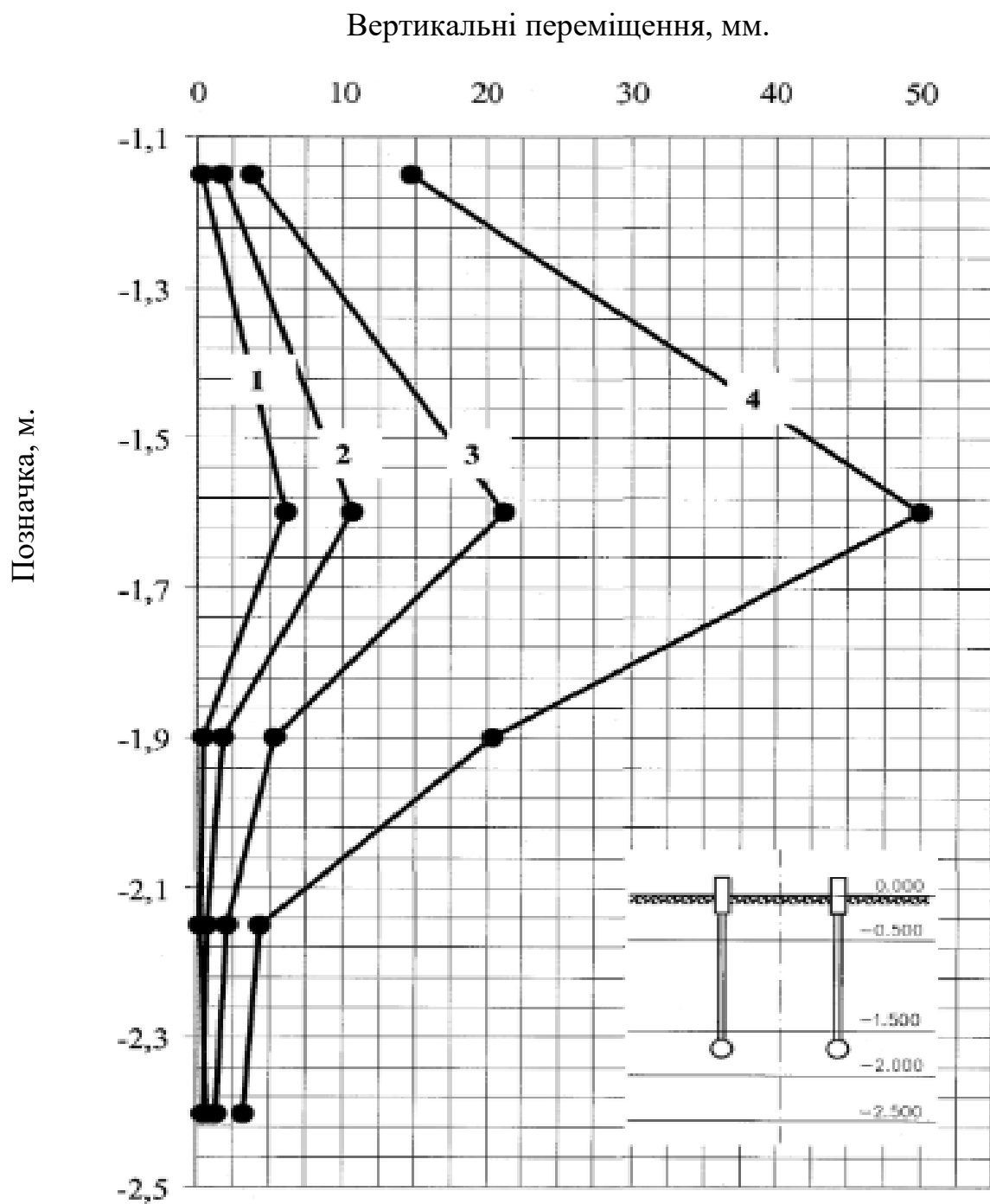


Рис. 3.11 Вертикальні переміщення точок ґрунту в основі фундаменту з низьким розтверком по осі фундаменту, при середніх навантаженнях на мікропалю.

1- 30,27 кН; 2- 38,6 кН; 3- 44,93 кН; 4- 54,43 кН.

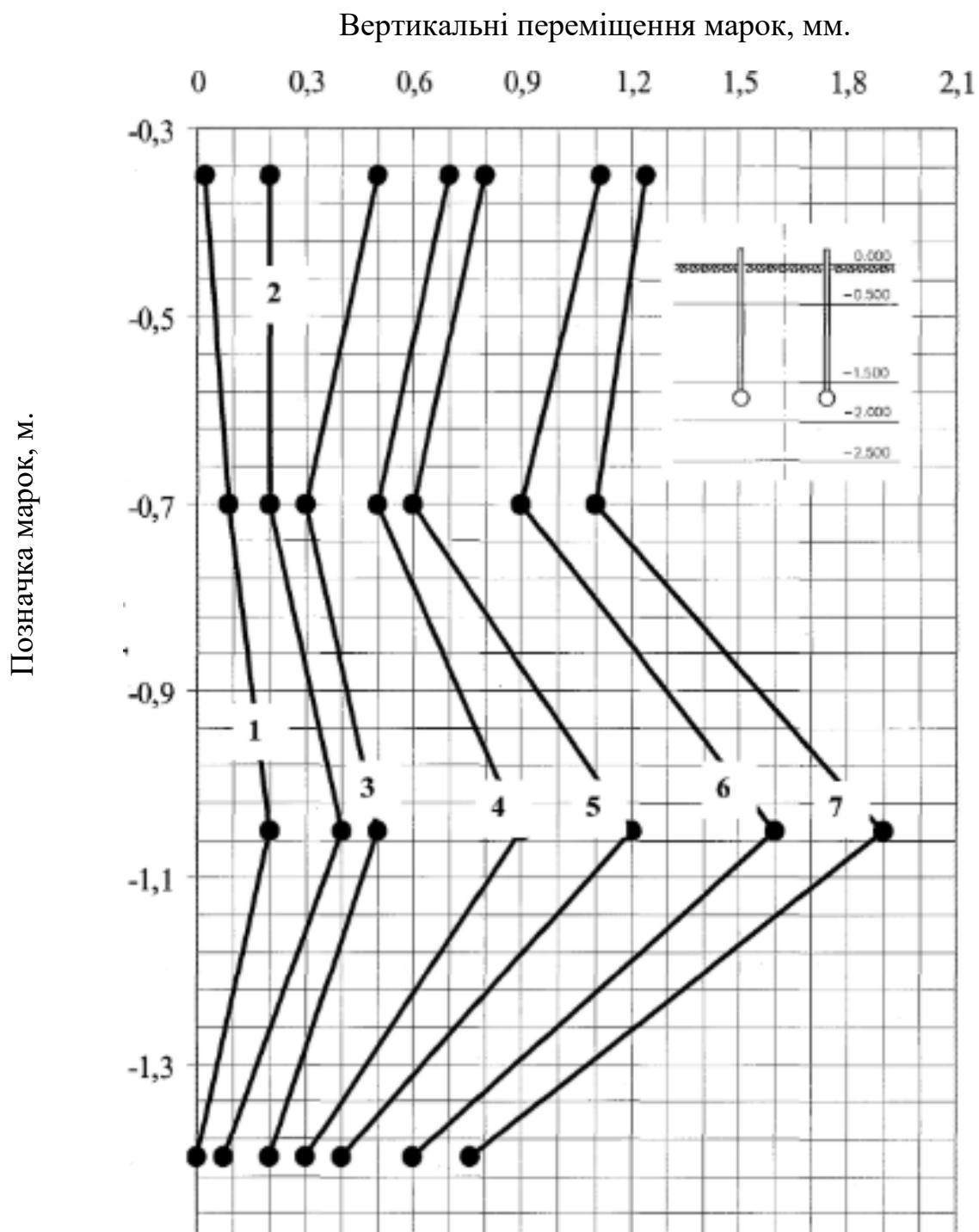


Рис. 3.12 Вертикальні переміщення точок ґрунту вище п'яти мікропаль фундаменту з високим розтверком по центру між пальовими стрічками, при середніх навантаженнях на мікропалю:
 1-11,63 кН; 2-14,9 кН; 3-18,17 кН; 4-21,5 кН; 5-24,83 кН; 6-28,17 кН; 7-31,5 кН.

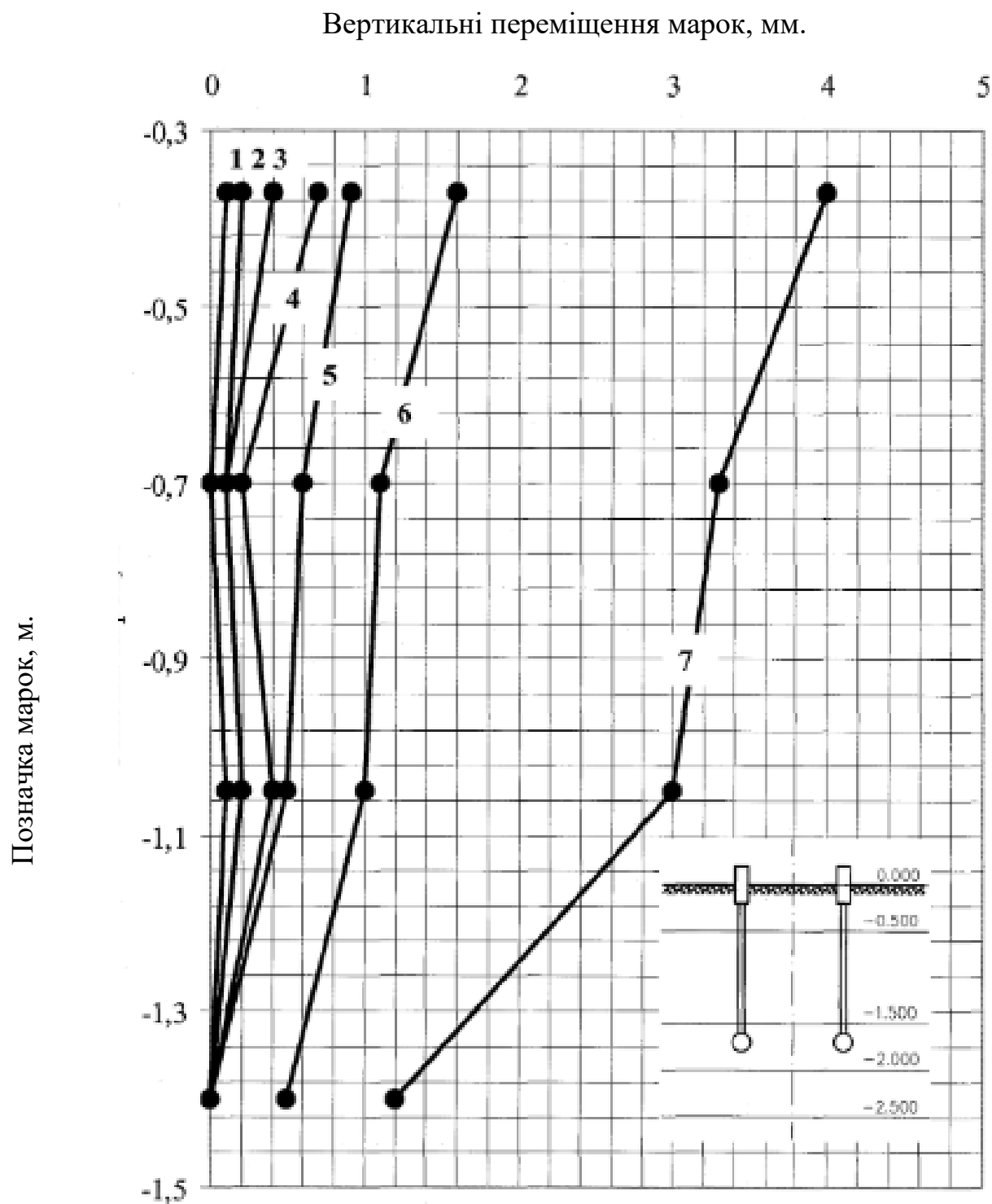


Рис. 3.13 Вертикальні переміщення точок ґрунту вище п'яти мікропаль фундаменту з низьким розтверком по центру між пальовими стрічками, при середніх навантаженнях на мікропалю:

1-5,27 кН; 2-13,6 кН; 3-21,93 кН; 4-30,27 кН; 5-38,6 кН; 6-44,93 кН;
7-54,43кН.

Максимальні значення графіків у фундаментів з високим розтверком припадає на позначку -1,05 м при осіданні ґрунту 1,9 мм, у фундаментів з низьким розтверком на позначку -0,35 м при осіданні ґрунту 4 мм. Різке збільшення переміщень марок на останньому ступені навантаження (рис. 3.13) відповідає зростанню осіданні фундаменту з низьким розтверком загалом.

Ізолінії загальних нормальних напруг σ_z і тиск у поровій воді σ_1 для стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком представлені на рис. 3.14 та рис. 3.15. Злиття ізоліній σ_z і перетворення в сідлоподібну епюру для фундаменту з високим розтверком відбувається на позначці -2,5 м при значенні $\sigma_z = 60 \text{ кПа}$, для фундаменту з низьким розтверком на позначці -2,2 м при $\sigma_z = 100 \text{ кПа}$. Максимальний загальний тиск у фундаменті з високим розтверком зафіксовано на позначці -2,25 м і становить 125 кПа, максимальний поровий тиск 65 кПа на позначці -2,5 м. У фундаменту з низьким розтверком максимальний загальний тиск становить 150 кПа на позначці -2,25 м, поровий тиск 65 кПа на тій же позначки.

На глибині 3,5 м від поверхні ґрунту біля фундаменту з високим розтверком $\sigma_z = 20 \text{ кПа}$, $\sigma_1 = 18 \text{ кПа}$, у фундаменту з низьким розтверком $\sigma_z = 20 \text{ кПа}$, $\sigma_1 = 15 \text{ кПа}$. На відстані 0,3 м від підшви низького розтверку загальний тиск становить $\sigma_z = 125 \text{ кПа}$, поровий тиск $\sigma_1 = 50 \text{ кПа}$. По центру між пальовими стрічками з низьким розтверком на позначці -1,5 м утворилася зона ущільненого ґрунту $\sigma_z = 60 \text{ кПа}$, $\sigma_1 = 40 \text{ кПа}$. Ставлення порового тиску σ_1 до загальних напруг σ_z для різних точок основи в плані та по глибині складає біля фундаменту з високим розтверком 70-90%, у фундаменту з низьким розтверком 60-80%, причому зі збільшенням глибини шару ґрунту частка порового тиску збільшується. Частка порового тиску на відстані 0,3 м під підшвою розтверку становить 60%.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						77
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

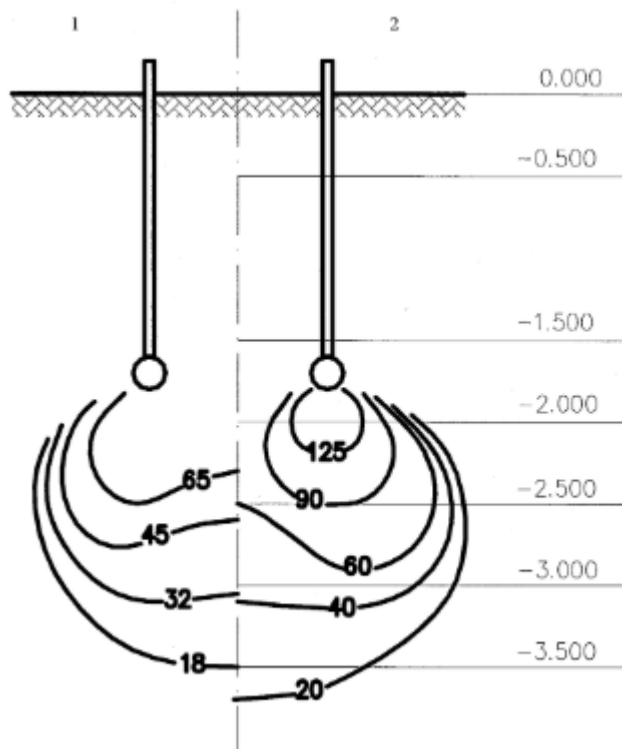


Рис. 3.14 Ізолінії нормальної вертикальної напруги в основі стрічкового фундаменту на мікропалях з високим розтверком при навантаженні 63,0 кН/м.

1-поровий тиск, 2- загальні (тотальні) напруги.

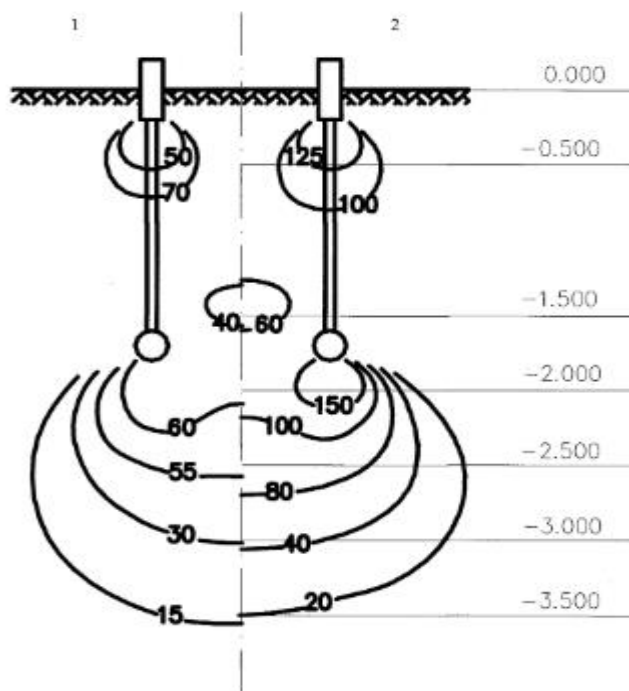


Рис. 3.15 Ізолінії нормальної вертикальної напруги в основі стрічкового фундаменту на мікропалях з низьким розтверком при навантаженні 108,87 кН/м.

1-поровий тиск, 2- загальні (тотальні) напруги.

Згідно поданих даних про напружено-деформований стан основи стрічкових фундаментів на мікропалях з високим і низьким розтверком можна зробити такі висновки:

- а) Включення в роботу низького розтверку практично не впливає на характер НДС ґрунту нижче п'яти мікропаль.
- б) Деформований стан основи вище п'яти мікропаль залежить від виду розтверку. При низькому розтверку переміщення точок ґрунту в всіх точках активної області ґрунту в 2-3 рази більше, ніж за високого розтверку.
- в) Накладення зон напруженого стану від низької підшви розтверка та розширень мікропаль у складі фундаментів з низьким розтверком не відбувається.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						79
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

ВИСНОВКИ

Проведені експериментальні дослідження несучої здатності та осідання однорядних стрічкових фундаментів на мікропалях з високим та низьким розтверком, розподілу напруг і деформацій на основі при статичному завантаженні вдавлюючим навантаженням, дозволяють зробити такі висновки:

- 1) Несуча здатність однорядних стрічкових фундаментів з низьким розтверком на 30-40% вище, ніж у фундаментів із високим розтверком. Причому ефективність вкладу низького розтверку в несучу здатність стрічкового фундаменту збільшується зі зростанням осідання.
- 2) Фундамент на мікропалях з низьким розтверком має значний резерв несучої здатності, про що свідчать практично лінійна залежність навантаження-осідання при осіданнях більше 20 мм та пружний "вихід" фундаменту при розвантаженні 15,7 мм. Тому доцільно розраховувати ці фундаменти по граничних осіданнях.
- 3) Переміщення ґрунту вище та нижче п'яти мікропаль у фундаментах з низьким розтверком у 2-3 рази більше, ніж із високим.
- 4) У ході експериментів практично не виявлено накладання зон напружено-деформованого стану основи від впливу низького розтверку та розширень мікропаль.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						80
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- 1) Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10:2009. – [Чинний від 2009-02-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 107 с.
- 2) Зенкевич О. Конечные элементы и аппроксимация / О. Зенкевич, К. Морган // Пер. с англ. Б.И. Квасова; Под ред. Н.С. Бахвалова. -М.: Мир, 1986.-318 с.
- 3) «Индивидуальная 10-ти этажная вставка к жилому дому №11 по ул. Алмазной в г.Запорожье». Отчет об инженерно-геологических изысканиях. – Запорожье: ЗФ УкрНИИТИЗ, 2008. – 32 с.
- 4) Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий. РСН 297-78. – Киев, 1978.
- 5) Кваша В. Г. Експериментальні дослідження залізобетонних прольотних будов, розширених приставними елементами / В. Г. Кваша // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 50. – Київ: НДІБК. – 1999. – С. 87–94.
- 6) Адилов А. Э. Сборно-монолитные перекрытия с подкреплениями смешанного типа: дис. кандидата техн. наук: 05.23.01 / Адилов А.Э. – Харьков, 2000. – 204 с.
- 7) Азизов Т. Н. Учёт пространственной работы при оценке эксплуатационной надёжности перекрытий / Т. Н. Азизов // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 51. – К.: НДІБК, 1999. – С. 258–264.
- 8) Банах В. А. Урахування деформованого стану плит перекриттів, балконів та лоджій при моделюванні та розрахунках будівель у складних інженерно-геологічних умовах / В. А. Банах, О. В. Гребенюк, О. М. Фостащенко // Містобудування та територіальне планування / ред. М. М. Осетрін. – К., 2010. – Вип. 36. – С. 29–32.
- 9) Байков В. Н. Исследование совместной работы сборных железобетонных элементов в системах плоских и пространственных конструкций: дис. ... доктора техн. наук: / В. Н. Байков. – М., 1967. – 348 с.
- 10) Бамбура А. Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А. Н. Бамбура, А. Б. Гурковский // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 59. – Київ: НДІБК, 2003. – С. 121–130.
- 11) Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Ч. II: Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах : ДБН В.1.1-5-2000. – [Чинний від 2000-07-01]. – Офіц. вид. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України : Держбуд України, 2000. – 84 с. – (Нормативний документ Держбуду України).

- 12) Долгова Т.В. Развитие и применение метода дискретных связей при проектировании и реконструкции многоэтажных зданий / Т. В. Долгова, К. В. Кобзарь // Сб. научных статей – XIV Международная школа-семинар «Новые информационные технологии». М: МИЭМ, 2006, С.159–160.
- 13) Дорофеев В. С. К оценке напряженного состояния безбалочного монолитного перекрытия / В. С. Дорофеев, И. В. Шеховцов, С. В. Петраш // Ресурсо-економі матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Збірник наук. праць. – Рівне, 2003. – вип. 9 – С. 389–393.
- 14) Кваша В. Г. Просторовий розрахунок плитно-ребристих систем з врахуванням нелінійного розподілу жорсткості / В. Г. Кваша, І. Г. Іваник // Матеріали Українського міжгалузевого науково-практичного семінару „Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації штучних споруд на шляхах сполучення”. – Київ, 1998. – С. 104–107.
- 15) Клованич С.Ф. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных плит с использованием изопараметрического конечного элемента / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко //Строительная механика и расчет сооружений. – №2. – 2008. – С.67-71.
- 16) Кодыш Э. Н. Применение метода дискретных связей для расчета железобетонных конструкций многоэтажных зданий / Э. Н. Кодыш, А. Н. Мамин // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 62. – Київ: НДІБК, 2005. – С. 159–164.
- 17) Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинний від 2011-06-01]. – Офіц. вид. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України : Держбуд України, 2011. – 98 с. – (Нормативний документ Держбуду України).
- 18) Коргина М. А. Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций зданий и сооружений в ходе мониторинга их технического состояния : дис. ... кандидата техн. наук : 05.23.01 / Коргина Мария Андреевна. – М., 2008. – 225 с.
- 19) Крамарь В. Г. Исследование круглопустотных панелей перекрытия, защемленных по концам в стену / В. Г. Крамарь, К. М. Арзуманян, П. И. Кожухов // Бетон и железобетон. – 1983. – № 3. – С. 27–28.
- 20) Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С. М. Крылов // – М.:Стройиздат, 1964. –167с.
- 21) ЛИРА - САПР 2011. Учебное пособие / [Ю. В. Гензерский, Д. В. Медведев, О. И. Палиенко, и др.] – К.: Электронное издание, 2011г., – 396 с.
- 22) Мамин А. Н. Расчет железобетонных конструкций многоэтажных зданий с учетом нелинейности и изменяющейся податливости на основе многоуровневой дискретизации несущих систем / А.Н. Мамин // Диссертация на соискание ученой степени докт. техн. наук. – Москва, ЦНИИПромзданий, 2005. – 437с.

- 23) Мамин А. Н. Основные принципы формирования дискретно-связевой модели для расчета плоскостных конструкций / А. Н. Мамин, Э. Н. Кодыш. – ЦНИИпромзданий – М., деп. В ВНИИНТПИ № 11896. Библ. указ. рукоп. №1, 2003. – 9с.
- 24) Немчинов Ю. И. Метод пространственных конечных элементов (с приложениями к расчёту зданий и сооружений) / Немчинов Ю. И. – К.: Изд-во НИИСК, 1995. – 368 с.
- 25) Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10:2009. – [Чинний від 2009-02-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінірегіонбуд України, 2009. – 107 с.
- 26) Пастернак П. Л. Исследование пространственной работы монолитных железобетонных конструкций / Пастернак П. Л. // Сб. тр. МИСИ. – М., 1940. – Вып. 4.
- 27) ПК ЛИРА, версия 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций : справочно-теоретическое пособие / [под. ред. А. С. Городецкого]. – К.-М.: «Факт», 2003. – 464 с.
- 28) Семченков А. С. Пространственно-деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования, практические методы расчета и проектирование: Дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / А. С. Семченков. – М., 1991. – 703 с.
- 29) Семченков А. С. Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формования / А. С. Семченков, О. В. Алексеев, Ю. Н. Карнет // Бетон и железобетон. – 1987. – № 3. – С. 8-11.
- 30) Стороженко Л. І. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових та часторебристих перекриттів: монографія / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник. – Полтава: Дивосвіт, 2011. – 300 с.
- 31) Слободянюк С. О. Взаємодія попередньо напруженої арматури з бетоном і розрахунок одношарових стінових панелей з урахуванням повзучості поризованого бетону / С. О. Слободянюк, Є.А. Яценко // Монографія. – Дніпропетровськ: ПДАБА; Пороги, 2007. – 278 с.
- 32) Техническое заключение о состоянии строительных конструкций недостроенной 9-ти этажной индивидуальной вставки к жилому дому № 11 по ул. Алмазной в г.Запорожье.– Запорожье: ООО «НАСТРОЙ», 2008.–39с.
- 33) Трекин Н. Н. Пространственная работа несущих элементов каркасной системы с учетом нелинейности и податливости узловых сопряжений: Дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. – М., 2003. – 421с.
- 34) Трифонов И. А. Исследование пространственно-деформируемых железобетонных плитно-балочных и коробчатых систем: дисс. ... докт. техн. наук. – М., 1970.

Додатки

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						84
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток 1

Розділ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ФУНДАМЕНТІВ

5.1 Вимоги до персоналу, що допускається до виробничого процесу.

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних засобів, направлених на збереження здоров'я та працездатності людини в процесі праці. Задача охорони праці – звести до мінімуму вірогідність пошкодження або хвороби працюючих з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Висока кваліфікація персоналу, науково обґрунтовані правила безпеки праці, правильні умови експлуатації технічних засобів та нова техніка є необхідним факторами, що забезпечують безпеку праці, як при розробці проектної документації, так і на будівельному майданчику [12].

При монтажі сталевих конструкцій силосу та надсилосної галереї дотримуються особливі заходи безпеки. Перед тим, як допустити робітників до самостійної роботи на будівельному майданчику, необхідно їх ознайомити, а потім перевірити знання з організаційних та загальних заходів з охорони праці на будівельному майданчику.

До самостійних верхолазних робіт допускаються лише особи, які досягли повноліття і віком до 60 років, які пройшли повний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Медичний огляд працівник повинні проходити згідно з «Положенням про медичний огляд працівників визначених категорій», затвердженим наказом № 45 від 31.03.1994р. Міністерством охорони здоров'я України. Якщо є необхідність підбору працівників, зв'язаних з роботами, викладеними в «Переліку робіт, де є потреба в професійному доборі», затвердженому наказом №263/121 від 23.09.1994р. Міністерство охорони здоров'я України, їх необхідно направити на медичну перевірку на психофізіологічні показники. Не можна допускати до роботи з монтажу будівельних конструкцій осіб, які не визнані придатним після медичного

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						85
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

огляду, професія і кваліфікація яких не відповідає характеру роботи. Якщо особа знаходиться в нетверезому стані, її необхідно негайно вивести з території монтажної площадки зі складанням акту встановленої форми. Якщо до роботи допускається робітник з менш ніж однорічним стажем, він повинен працювати під наглядом досвідчених робітників і майстрів.

Для того, щоб знизити відсоток травматизму працівників на будівництві, необхідно навчити їх правильним прийомам роботи. Перед тим як допустити їх до роботи, з робітниками проводиться ввідний інструктаж інженером з охорони праці або особою, на яку покладено обов'язки інженера по охороні праці.

Інструктаж та навчання усіх працюючих проводиться у вигляді ввідного інструктажу, інструктажу на робочому місці, щоденного (поточного) інструктажу, періодичного (повторного) інструктажу, непланового інструктажу, курсового навчання.

Ввідний інструктаж необхідно проводити з усіма найманим працівниками, незалежно від їх освіти, посади та стажу роботи. Після його проведення в журналі реєстрації робиться відповідний запис з обов'язковим підписом того, кого інструктують та того, хто проводить цей інструктаж. Повторно інструктаж необхідно проводити кожні шість місяців.

5.2 Вимоги до будівельно – монтажної площадки

Необхідно забезпечити охорону праці на самому будівельному майданчику. Організація будівельного майданчика (розташування санітарно – побутових містечок і ділянок, складських площадок, огорожень, мереж тимчасового електропостачання, водопостачання і пожежогасіння, тимчасових і постійних доріг і шляхів руху, стоянок для роботи вантажопідіймальних машин і механізмів), повинна відповідати буд генплану підготовчого періоду, розробленому в складі ПКД і ПВР. Будівельно - монтажна площадка повинна розташовуватися в межах ділянки, яку було відведено для забудови згідно з актом – допуском, оформленим за

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						86
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

встановленим порядком. На період інженерної підготовки будівельно – монтажну площадку необхідно звільнити від усіх факторів, що заважають зведенню об'єкта (споруд, будинків, дерев). Після проведення усіх необхідних заходів інженери виконують першочергові роботи по плануванню території, такі як перенесення існуючих підземних і наземних інженерних споруд, влаштування тимчасового стоку поверхневих вод, геодезичну розбивку, будують автодороги, шляхи руху і стоянки вантажопідйомних машин і механізмів, влаштування тимчасового освітлення, мережі водопостачання, енергопостачання і пожежогасіння, зведення усіх необхідних тимчасових будинків і споруд, при цьому використовуючи вже існуючі будинки чи збірно – розбірні і пересувні тимчасові побутові приміщення. Ці будови повинні розташовуватися стосовно об'єктів, які виділяють пил, шкідливі пари і гази (бункерних естакадах, бетонорозчинних вузлах, сортувальних пристроях) на відстані не менше 50 м з навітряного боку вітрів переважного напрямку. Убиральні розміщуються на відстані не більше 100 м від робочих місць і не менше ніж на 15 м від споруджувального об'єкта і існуючих адміністративно – господарських житлових приміщень та не менше ніж на 25 м від джерел водопостачання.

Окремо виділяються при організації будівельно – монтажної площадки ділянки відведені під монтажні роботи, дії вантажопідйомних машин і механізмів, робочі місця, під проходи для людей, де виникають небезпечні для працюючих зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори, такі як неізольовані струмоведучі частини електроустановок, ЛЕП, необгороджені перепади по висоті на 1,3 м і більше, місця де рівні вібрації, шуму або забруднення повітря перевищують допустимі гігієнічні норми. Така територія і повинна бути огорожена **захисним огородженням** за ГОСТ 2340 – 78 «Огороження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок будівельно – монтажних робіт. Технічні

					КМР 243 ПЗ	Архив
						87
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

умови.» і ГОСТ 12.4.059 – 89 «Будівництво. Огородження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови.»

Захисне огороження – це пристрої, що призначені для запобігання ненавмисному доступу людей у зону дії небезпечного виробничого фактора.

Зони потенційно діючих виробничих факторів (споруди, поверхи (яруси) будинків і споруд, над якими відбувається монтаж будівельних конструкцій, ділянки поблизу споруджуваного будинку, монтажні зони, зони переміщення машин чи їх частин, робочих органів, місць над якими відбувається переміщення вантажів), необхідно огороджувати **сигнальними огороженнями** за вимогами ГОСТ 2340 – 78 і ГОСТ 12.4.059 – 89.

Сигнальне огороження – це пристрої, призначені для попередження наявності потенційно діючих небезпечних факторів і позначення зон обмеженого доступу.

Небезпечними зонами на будівельно – монтажному майданчику є:

- межі дії монтажних кранів;
- межі котловану та траншеї глибиною більше ніж 1 м;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами;
- зони роботи землерийних машин;
- зони та ділянки доріг з інтенсивним рухом транспорту;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами.

Зона дії екскаватора, де він є небезпечним визначається із розрахунку максимального радіусу дії плюс 5 м. Небезпечна зона дії самохідного стрілового крану визначена із розрахунку максимального вильоту стріли плюс 7 м при висоті споруди до 20 м.

Грунт, вийнятий з котловану, необхідно розташовувати на відстані не менше 0,5 м від бровки. Для спуску в котлован передбачено драбини (трапи) шириною 0,6 м з перильними огороженнями висотою 1,1 м.

Єдина транспортна сітка будівельних майданчиків складається з тимчасових і постійних доріг, що мають кільцеву схему руху. Прокладаються дороги у порядку черговості об'єкту будівництва, відповідно календарного

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						88
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

плану та будгенплану. При русі транспорту в одну сторону ширина дорожнього полотна складає 4,0 м. Для розвантажувальних робіт у зоні дії кранів передбачаються майданчики шириною 7 – 8 м та довжиною 12 – 14 м. Радіус кривизни дороги складає 8 м.

Схема руху транспорту встановлюється на самому в'їзді до будівельного майданчика. Дорожні знаки встановлюються на узбіччях доріг та переїздів, повинні бути добре видимими, так як саме вони регламентують порядок руху транспорту. Швидкість руху знаходиться в межах до 10 км/год на прямих ділянках, та до 5 км/год – на поворотах та на території будівництва.

Під час виконання робіт по переміщенню вантажів у темний час доби, будівельно – монтажна ділянка повинна бути добре освітлена, так як саме недостатнє розміщення світлового потоку на робочих місцях в темний час доби підвищує показник виробничого травматизму. Освітлення виконується з переставних інвентарних прожекторних щогл, електроприладів освітлення, що встановлені на металеві конструкції вантажопідіймальних кранів. Розрізняють два типи освітлення :

- **робоче освітлення;**
- **охоронне штучне освітлення.**

В першому випадку, встановлюють прожектори на стовпах із розрахунку не менше 2 лк на рівні землі. Місцеве робоче освітлення здійснюють прожекторами з лампами ДРЛ на металевих полегшених щоглах.

В другому випадку, використовують прожектори загального робочого освітлення із розрахунку, що світла на будівельному майданчику повинно бути не менше 0,5 лк на рівні землі в горизонтальній площині. На електричну частину вищевказаних способів освітлення необхідно розробляти спецпроект.

По завершенню всіх цих підготовчих робіт, необхідно скласти акт підготовки площадки. Це документ, що підтверджує готовність будівельно – монтажної площадки до початку монтажу будівельних конструкцій.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						89
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

5.3 Вимоги до складування, збереження і транспортування вихідних матеріалів

Задля ефективного виконання календарного плану будівництва, необхідно встановити в технологічних картах на виконання ВРР чіткий порядок доставки конструкцій на будівельний майданчик з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт, розмірів приоб'єктних складів і збірно – укрупнювальних площадок, тип транспорту згідно вантажу, якості доріг, способів укладки і закріплення вантажу, місць розташування вантажопідйомних машин і складування виробів, місцевих кліматичних умов а також забезпечити ритмічний і якісний монтаж будівельних конструкцій. Це реалізується шляхом створення при об'єктах будівництва складів конструкцій. Загальну потребу в складських площах визначають за найбільш інтенсивним періодом виконання монтажних робіт. На центральних складах необхідно мати тримісячний запас металоконструкцій з урахуванням площ для сортування та укрупнювального складання металоконструкцій та півторамісячний запас збірного залізобетону з урахуванням площ для сортування конструкцій. Що стосується приоб'єктних складів, то там вже необхідно дати двотижневий запас металоконструкцій та п'ятиденний – для збірного залізобетону.

133

Площадки для складування, укрупнення і збереження будівельних конструкцій і матеріалів необхідно спланувати, утрамбованими і у деяких випадках, відсипані не просадним матеріалом (гравієм, щебенем, шлаком), що відповідає розрахункам з ухилами для стоку вод. Також необхідно прийняти міри для виключення довільного зміщення конструкцій. Майданчики складування огорожують парканом висотою 1,2 м і обладнують знаками безпеки і табличками з назвами виробів і конструкцій.

При складуванні матеріали на відкритому повітрі, необхідно це робити за розробленими та затвердженими технологічними картами, де зазначено місця і розміри площадок для складування з розмірами проходів. Технологічна карта складування – це план складу, де позначено місця та розміри штабелів

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						90
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

вантажів, проходи для людей, шляхи транспорту, колії рейкових кранів та зони їх дії, місця встановлення самохідних кранів, транспорту під навантаження та розвантаження.

При виконанні вантажно – розвантажувальних робіт, необхідно дотримуватись безпеки праці згідно з вимогами ГОСТ 12.3.009 – 76 «Роботи вантажно – розвантажувальні. Загальні вимоги безпеки» і ДНАОП 0.00 – 1.03.- 93. Якщо вантажно – розвантажувальні роботи виконуються на залізних коліях, тобто використовується залізничний транспорт, необхідно дотримуватись «Правил техніки безпеки і виробничо санітарної при вантажно – розвантажувальних роботах на залізничному транспорті» Української залізниці. Всі роботи виконуються під керівництвом спеціально призначеної особи.

При відкриванні люків піввагонів, дверей вагонів і бортів платформ,. Необхідно застосовувати спеціальні важелі. Не можна знаходитися в зоні можливого падіння вантажу, відкривання борту кришки або люка. Вивантажувати вантаж на шляху і між колією, а також захаращувати їх будь-чим забороняється. При розвантаженні і укладанні, перед навантаженням у вагони матеріалів і конструкцій поблизу залізничних колій між вантажем і найближчою до нього рейкою повинен бути оставлений прохід шириною 2 м.

5.4 Виконання монтажних робіт

Виробничі процеси по монтажу будівельних конструкцій повинні бути організовані відповідно до ПВР, що містять заходи охорони праці, викладені в СНіП 111 – 4 – 80, ДНАОП 0.00 – 1.03 – 93 і в технологічній послідовності відповідають вимогам СНіП 3.03.01 – 87 «Несучі конструкції і конструкції, що обгороджують», а також іншими нормативними актами і документами, діючими в Україні. Спеціалізованою проектною організацією з ліцензією розробляється ПВР, який затверджується головним інженером будівельно – монтажної організації і узгоджується з генпідрядником.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						91
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Перед тим, як розпочати монтаж конструкцій, треба попередити робітників, які знаходяться внизу, щоб вони мали час покинути небезпечну зону. Якщо необхідно перемістити вантаж і виконати монтаж елементів конструкції над перекриттям, де перебувають люди, це робиться лише з розпорядження начальника ділянки. Під час виконання робіт на майданчику не повинно бути сторонніх осіб і не допускається проведення будь – яких інших робіт. Підйом і переміщення вантажу декількома кранами допускається в окремих випадках і повинне виконуватися по ПВР [30], розробленому проектною спеціалізованою організацією, без перевантаження кожного з цих кранів. У темний час доби підйом і переміщення вантажів допускається лише при достатньому освітленні, згідно діючих нормативів. Для освітлення використовують переставні інвентарні прожекторні щогли, електроприлади освітлення, встановленні на металеві конструкції вантажопідйомних кранів.

Підйом, переміщення і установку в проектне положення вантажів, що мають значну довжину, об’єм і масу, а також вантажів, які підіймають декілька кранів, необхідно виконувати під наглядом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт по переміщенню вантажів кранами, чи спеціально призначеного ІТП.

Усі монтажні пристрої і пристосування, альпіністське оснащення необхідно оглядати згідно з графіком проведення цих робіт, а результати заносять до спеціального журналу. Для зниження обсягу верхолазних робіт, необхідно монтаж будівельних конструкцій виконувати укрупненими блоками, а установку блоків покриття в проектне положення здійснювати методом насувів із застосуванням спеціальних засобів механізації. Необхідно доставляти металеві конструкції на монтажну площадку вже у пофарбованому вигляді, тому після установки в проектне положення фарбування чи антикорозійний захист виконують тільки в місцях стиків або з’єднань конструкцій.

Монтажник повинен дотримуватися ряду правил, а забороняється йому:

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						92
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- піднімати примерзлі або засипані землею вантажі;
- перебувати під вантажем, який піднімається;
- піднімати вантаж, вага якого перевищує граничну вантажопідйомність механізму;
- піднімати вантаж, підтягуючи його косим натягуванням канату;
- перебувати на вантажі під час його піднімання.

Стропування конструкцій необхідно проводити в місцях, позначених заводом – виготовлювачем, а за відсутності таких місць позначень вони повинні бути визначені, виходячи з умов виключення перенапруження, утрати стійкості елементів, а також появи залишкових деформацій. Для перевірки міцності і стійкості елементів конструкцій у процесі монтажу слід керуватися СНіП 11 – 23 – 81 «Норми проектування. Сталеві конструкції».

Вантаж підіймають без ривків і плавно, уникаючи розгойдування та обертання із застосуванням відтягання. Одне відтягання для підйому вертикального вантажу, не менше двох – для горизонтальних і просторових вантажів.

Забороняється залишати підняті елементи конструкції у підвішеному стані. Тільки після надійного закріплення працівники можуть виконати розстропування.

Не можна встановлювати руками підкладки під елементи конструкцій, що знаходяться на висоті, а також перевіряти збіг отворів пальцями, для нього необхідно користуватися спеціальним оправками.

Якщо в процесі монтажу виявлено несправність у засобах підмоцнування, треба негайно припинити роботи і сповістити відповідального керівника для вжиття заходів щодо усунення несправності. При відсутності огороження або недоцільності улаштування засобів підмащування під час роботи на висоті монтажник повинен виконувати роботи у запобіжному поясі. Карабін запобіжного пояса повинен кріпитися до надійного елементу конструкції або страхувального канату.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						93
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

5.5 Ізоляційні та антикорозійні роботи

Ізоляційні, антикорозійні та монтажні роботи – це роботи пов’язані з небезпекою отруєння токсичним речовинами (грунтовки, фарби, розчинники, тощо). На момент виконання цих робіт працівників необхідно забезпечити спецодягом, захисними окулярами, респіраторами та рукавицями.

Синтетичні фарби зберігають в закритій тарі, в добре вентильованих приміщеннях, які розташовуються на відстані не менше 50 м від промислових і житлових об’єктів. Малярні роботи виконуються в респіраторах.

Бітумні мастики готують відповідно до технічних умов або інструкції на виконання робіт. Казани для варіння бітуму і мастики розташовуються на відстані не менше ніж 50 м від складів матеріалів. Закриваються кришками з незгораючих матеріалів. Казан заповнюється не більше ніж на $\frac{3}{4}$ його місткості. Бітумні мастики доставляють механізованим способом або в герметичних бачках. Якщо необхідно змішати бітум з бензином в розігрітий бітум вливають бензин, а не навпаки. Температура бітуму повинна бути не вище 70 градусів. При проведенні антикорозійних робіт, де застосовуються летючі, легкозаймисті матеріали, треба провітрювати приміщення, використовуючи припливно – витяжну вентиляцію, і мати поблизу засоби пожежогасіння. Робітники в умовах великої концентрації пари повинні працювати в протигазах з рукавами, виведеними в місця з очищеним повітрям. Шкіру рук змащують захисною маззю.

5.6 Заходи пожежної безпеки

Вимоги пожежної безпеки до різних приміщень і споруд регламентовані СНіП 2.10.03 – 84 [27] та типовими правилами пожежної безпеки. За цими правилами обмежується загальна площа будівель і споруд залежно від ступеня вогнестійкості конструкцій. Запобігти пожежам у приміщеннях, а вразі появи швидко локалізувати і загасити можна правильним вибором конструкцій і обладнання за їх вогнестійкості і здатністю до загорання, поділом приміщень на секції і відсіки; улаштуванням необхідної кількості та

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						94
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

потрібних розмірів евакуаційних шляхів і виходів; впровадженням проти димного захисту; забезпеченням об'єктів необхідними засобами пожежогасіння та іншими заходами. За правилами пожежної безпеки усі приміщення та зони повинні бути чистими, без горючих матеріалів. Двері і ворота в таких приміщеннях відкриваються лише назовні без порогів і сходиців.

Особам, котрі працюють у приміщеннях, під час роботи забороняється: застосовувати відкриті джерела вогню; залишати установки з відкритим вогнем без нагляду; застосовувати для розпалювання опалювальних установок бензин, гас та інші легкозаймисті рідини; залишати під напруженням електричні мережі; користуватися для освітлення несправними ліхтарями.

На будівельному майданчику обладнують пожежні пости (щити). Крім цього, в кожному приміщенні на 100 м² площі повинен бути встановлений один вогнегасник, біля приміщення – ящик з піском, а в літній період – бочка з водою.

5.7 Вимоги безпеки при електромонтажних роботах.

При улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику, необхідно розробити електротехнічний розділ проекту виконання робіт (ПВР) згідні з Правилами улаштування електротехнічних установок (ПУЕ) і Правилами безпечної експлуатації електроустановок [23]. В розділі даються вказівки та заходи, що до забезпечення електробезпеки при улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику. В електротехнічній частині розглядаються наступні питання:

- вибір перетинів і марок кабелів і проводів;
- улаштування тимчасових мереж (траси, кріплення, габарити, вказівки до захисту від механічних пошкоджень);
- схема тимчасового розподілу електроенергії та електропостачання, а саме: вибір напруження мереж живлення, силових і

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						95
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

освітлювальних електроприймачів для різних видів будівельно – монтажних робіт;

- типи апаратів захисту і розрахунку їх номінальних струмів спрацювання;
- типи ввідних розподільних пристроїв, місця їх розташування, пунктів підключення і інших інвентарних електроконструкцій;
- вибір типів світильників, знижувальних трансформаторів для місцевого освітлення і ручних світильників;
- способи занулення, перетин і розміри нульових захисних провідників, розрахунок опору ланцюгу «фаза - нуль» для перевірки відключаючої здатності апаратів захисту при однофазових коротких замиканнях;
- дані з конструктивного виконання повторних заземлень нульового проводу та місце його розташування;
- дотримання безпеки при експлуатації мобільних (інвентарних) будівель;
- заходи безпеки щодо забезпечення електробезпеки при електропрогріванні бетону, з вибором необхідної напруги і устаткування для електропрогрівання, принципові електричні схеми підключення, блокувань і сигналізації;
- заходи безпеки при експлуатації ручних електричних машин, переносних і пересувних електроприймачів в різних умовах, зокрема конкретні вказівки з застосування приладів захисного відключення;
- комплектація будівельного майданчика електроустаткуванням, матеріалами і електрозахисними засобами;

Тимчасова розводка електромереж напругою до 1000 В, виконується ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, що розраховані на механічну міцність при прокладанні по ним проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше:

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						96
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- 3,5 м – над проходами;
- 6,0 м – над проїздами;
- 2,5 м – над робочим місцем.

При необхідності використання світильників спеціальної конструкції або напруги нижче 42 В (висота підвіски менше 2,5 м), необхідно використовувати знижувальні трансформатори, так як їх вторинні обмотки мають заземлення.

При використанні вимикачів, рубильників і інших комутаційних електричних апаратів на відкритому повітрі або у вологих приміщеннях, їх необхідно захищати відповідно до вимог державних стандартів. Розподільні щитки і рубильник повинні мати замикаючі пристрої.

Режим нейтралі джерела електропостачання будівельного майданчика визначає проектні рішення в частині забезпечення електробезпеки. Живлення силових і освітлювальних навантажень невеликих і середніх будівельних майданчиків здійснюється від існуючих чотиріпровідних мереж напругою 320/220 В з глухозаземленою нейтраллю джерела живлення. Розподіл електроенергії відбувається за двома схемами – радіальною та магістральною. *Радіальні схеми* краще відповідають вимогам безпеки, але потребують значних витрат провідника і електроапаратів. Їх застосовують лише для зосереджених або великих навантажень. *Магістральні схеми* менш надійні, ніж радіальні, але не такі безпечні. Надійність магістральної схеми щодо безперебійності електропостачання та забезпечення електробезпеки не дуже висока. Резервування захисту споживачів виконання ремонтних робіт значно ускладнюється, тому на практиці для розподілу напруги до 1000 В слід використовувати комбіновано магістрально – радіальну схему, улаштування якої визначається буд генпланом будівництва, кількістю, потужністю і територіальним розміщенням електроприймачів на майданчику.

У проекті тимчасового електропостачання мають бути максимально реалізовані технічні заходи і засоби захисту від ураження електричним

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						97
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

струмом. Зокрема, при розробці схеми тимчасового електропостачання слід визначити сферу застосування малої напруги (до 42 В включно) і передбачити підключення відповідних джерел живлення. Перш за все це стосується підключення ручних електричних машин і мереж освітлення всередині будівель, які будуються.

При розробці схеми тимчасового електропостачання необхідно врахувати ряд найважливіших вимог електробезпеки:

- виконання електроустановки та його типи повинні відповідати умовам експлуатації навколишнього середовища і розрахунковим електричним параметрам;
- якщо до конструкції електроустановки мають доступ не електротехнічний персонал, необхідно виключати наявність відкритих струмопровідних частин і дотик до них;
- не слід підключати більш ніж один електроприймач до одного комутаційного пристрою чи апарату;
- треба забезпечити можливість відключення всіх електроустановок в межах окремих об'єктів і ділянок робіт;
- схема підключення механізмів, будівельних машин та інших електроприймачів повинна бути спроектована таким чином, щоб можна було відключити їх від мережі, а також ввести в них кабель живлення;
- передбачаються підключення відповідних джерел малої напруги (до 42 В включно) для живлення ручних електричних машин і мереж освітлення в будівлях, що будуються.

Електробезпека устаткування і механізмів будівельного майданчика у великій мірі залежить від стійкості ізоляції електротехнічних пристроїв, які використовуються, до дії таких факторів навколишнього середовища, як температура, вологість, запиленість. Задача полягає в тому, щоб максимально зменшити шкідливу дію цих факторів навколишнього середовища на електроустановку будівельного майданчика.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						98
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

5.8 Розрахунок заземлюючого контуру рухомих механізмів

Захисне заземлення виконується відповідно до ДЕРЖСТАНДАРТУ 121.030 – 81 «Електробезпека. Захисне заземлення.»

Для заземлення приймаємо сталеві труби діаметром 0.08 м і довжиною 2.5 м, що з'єднуються зі сталевією смугою 60х40 мм електрозварюванням, з вертикальним розташуванням.

За нормативними даними опір не повинен бути більше ніж 4 Ом.

Опір одиничного трубчатого заземлення:

$$R_b = 0.366 \cdot \frac{q}{l_b} \cdot \left(I_g \cdot \frac{2 \cdot l_b}{d_b} - 0.5 \cdot I_g \cdot \frac{4 \cdot t + l_b}{4 \cdot t - l_b} \right),$$

де $l=2.5$ м – довжина вертикального заземлення;

$q=50$ Ом-м – питомий опір ґрунту;

t – відстань середини заземлення до поверхні ґрунту;

$$t = \frac{l}{2} + t_0 = \frac{2.5}{2} + 0.7 = 1.95 \text{ м}$$

$$R_b = 0.366 \cdot \frac{50}{2.5} \cdot \left(I_g \cdot \frac{2 \cdot 2.5}{0.08} - 0.5 \cdot I_g \cdot \frac{4 \cdot 1.95 + 2.5}{4 \cdot 1.95 - 2.5} \right) = 14.16 \text{ Ом}$$

Приймаємо розташування вертикального заземлення в ряд кількістю 4 штуки.

Визначення пору горизонтального електрода:

$$R_2 = 0.366 \cdot \frac{5.0}{7.8} \cdot I_g \cdot \frac{7.8^2}{0.03 \cdot 0.07} = 5.7 \text{ Ом}$$

$$d_2 = 0.58 - 0.5 - 0.06 = 0.03 \text{ м}$$

Сумарне значення заземлення:

$$R_3 = \frac{R'_b \cdot R'_2}{R'_b \cdot \eta_2 + R'_2 \cdot n \cdot \eta_b}$$

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						99
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\eta_2 = 0.77 \text{ для } \frac{\alpha}{I_b} = 1 \text{ і } n=4$$

$$\eta_b = 0.73 \text{ для } \frac{\alpha}{I_b} = 1 \text{ і } n=4$$

$$R_3 = \frac{14.6 \cdot 5.7}{14.6 \cdot 0.77 + 5.7 \cdot 4 \cdot 0.73} = 2.89 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом}$$

$$1,5 \text{ Ом} < R_3 = 2,89 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом}$$

Умова виконується.

Остаточно приймаємо:

- захисне заземлення з електродів $d=0.08$ м, довжиною $l=2.5$ м, вертикально розташованих в ґрунті по 4 штуки на відстані 2.5 м;
- горизонтальний електрод з металевої пластини товщиною 60х4 мм, довжиною 7,8 м на глибині 0,7 м від поверхні ґрунту.

					КМР 243 ПЗ	Аркуш
						100
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		