

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА**

М.Л. ЗОЦЕНКО, Ю.Л. ВИННИКОВ, В.М. ЗОЦЕНКО

**БУРОВІ ҐРУНТОЦЕМЕНТНІ ПАЛІ,
ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ
ЗА БУРОЗМІШУВАЛЬНИМ МЕТОДОМ**

МОНОГРАФІЯ

N.L. ZOTSENKO, YU.L. VYNNYKOV, V.N. ZOTSENKO

**SOIL-CEMENT PILES BY DRILLING-MIXING
TECHNOLOGY**

MONOGRAPH

**Харків
«Друкарня Мадрид»
2016**

УДК 624.154: 624.138.2

ББК

3 88

3 88 БУРОВІ ҐРУНТОЦЕМЕНТНІ ПАЛІ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ ЗА БУРОЗМІШУВАЛЬНИМ МЕТОДОМ: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.М. Зоценко. – Харків: «Друкарня Мадрид», 2016. – 94 с. Іл.: 59, табл.: 36, бібліогр. 59 назв, додаток 1.

ISBN

У монографії розглянуто нові експериментально-теоретичні розробки авторів з питань бурозмішувального методу й обладнання для виготовлення ґрунтоцементних палей, фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу, дослідних натурних виготовлень і випробувань ґрунтоцементних палей, тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на ґрунтоцементних палях, економічних аспектів застосування цих палей і т. ін., які було враховано при складанні державних будівельних норм України. В її основу покладено результати експериментальних і теоретичних досліджень, проведених протягом понад десяти років фахівцями Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, та досвід використання цих палей на об'єктах цивільного, промислового і сільськогосподарського будівництва, у т. ч. отриманий при виконанні прикладної науково-дослідної роботи «Збірно-монолітна конструктивна система будівлі під соціальне житло» відповідно до технічного завдання №87/13, державний реєстраційний номер 0113 U 000383.

Монографія призначена для інженерно-технічних робітників проектних і будівельних організацій, студентів та аспірантів ВНЗ, які навчаються за напрямком «Будівництво».

Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (протокол №18 від 31.03.2015 р.).

SOIL-CEMENT PILES BY DRILLING-MIXING TECHNOLOGY: Monograph / N.L. Zotsenko, Yu.L. Vynnykov, V.N. Zotsenko. – Kharkiv: "Madrid Edition", 2016. – 94 p., Fig.: 59, tabl.: 36; bibliogr. 59 titles, annex 1.

This paper discusses new experimental and theoretical developments on soil-cement piles, which are produced by drilling-mixing method. Modern equipment are also discusses. The biggest focus were made on the physical and mechanical properties of the soil-cement, field samples and full scale tests of the soil-cement elements, long term geodetic observations of the constructions settlements, economical profits. Those experiences were implemented in Ukrainian normative documents. More than 10 years experimental and theoretical investigations of the Poltava National Yuriy Kondratyuk University scientists are laying in the base of the monograph. Soil-cement piles was implemented as foundations for the civil, industrial and agricultural constructions. Researches were also performed in the borders of applied research work "Prefabricated monolithic structural system of the building for social housing" in accordance with the the technical project №87/13, state registration number 0113 U 000383.

Monograph is assigned for civil engineers of the design and building organizations, graduate and post graduate students, which are studying Civil Engineering.

Рецензенти:

Калюх Ю.І., професор, докт. техн. наук, Державне Підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»;

Седін В.Л., Заслужений діяч науки і техніки України, професор, докт. техн. наук, Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»;

Тугаєнко Ю.І., професор, докт. техн. наук, Одеська державна академія будівництва та архітектури.

УДК 624.154: 624.138.2

ББК

ISBN

© Зоценко М.Л., 2016

© Винников Ю.Л., 2016

© Зоценко В.М., 2016

© «Друкарня Мадрид», 2016

ВСТУП

Відмінними ознаками сучасного будівництва у містах центрального регіону України є такі:

- будуються багатопверхові безкаркасні та каркасні залізобетонні цивільні будівлі з цегляними стінами, з офісами, магазинами і паркінгами на першому поверсі й у підземних приміщеннях; промислові будівлі будуються каркасними одно та багатопверховими переважно з металевих і сталобетонних конструкцій;

- ці будівлі розміщуються в межах території існуючої забудови, як на вільних місцях у сучасних мікрорайонах і промислових зонах, так і, безпосередньо, на майданчиках, що утворені знесенням старих будівель і споруд;

- при стисненій забудові нові будівлі розташовуються безпосередньо біля існуючих, або з невеликими інтервалами між ними; коли не врахувати вплив новобудов на існуючі будівлі, як у період будівництва, так і при подальшій експлуатації, матимемо пошкодження останніх;

- за останні 70 років інженерно-геологічні умови у межах районів міст регіону, розташованих у межах лесових плато, значно погіршилися внаслідок техногенних чинників; за цей термін ґрунтові води у деяких районах піднялися на 7-9 м; це явище перетворило лесові ґрунти у слабкі і розташування на них сучасних будівель потребує використання пальових фундаментів довжиною до 14 м; ті райони міст, які розташовані у межах заплавлених річок, мають в основі, переважно, неорганізований намив висотою до 6 м, під яким заховано усі болота з шарами мулів, торфів і заторфованих ґрунтів;

- особливістю районів міст, які розташовані у межах лесових плато, є наявність підземних порожнин антропогенного походження, тобто створених людиною у різні часи; це стародавні підземні ходи, утворені шляхом проходження на глибини до 9 м як схованки людей і майна більше 1000 років тому; більш пізні підземні споруди, утворені шляхом проходження до глибини 7 м як погребі для зберігання продуктів; це підвали знесених будинків глибиною до 4 м, тощо.

Усе сказане вище свідчить про те, що універсальними фундаментами для будівель і споруд в таких умовах є палі. Що торкається паль, то перевага надається таким, що виготовляються потрібного розміру і без зайвого шуму. Таким вимогам відповідають бурові та буроін'єкційні палі різних конструкцій [25, 38].

Бурові палі є найбільш широкоживаним видом паль у світі завдяки економічності та зручності технології виготовлення безпосередньо на будівельному майданчику. Однак для використання у різних інженерно-геологічних умовах бетонних бурових паль можуть знадобитися додаткові технологічні заходи. Так, коли ґрунт не здатний самостійно утримувати стовбур свердловини, слід використовувати обсадну трубу, яка тим не менш, не повністю захищає свердловину від прориву рухливих ґрунтів. У таких випадках необхідно проводити буріння під захистом глинистого розчину, що циркулює за свердловиною, виносить з неї зруйнований ґрунт і одночасно підтримує стінки у стійкому положенні. Ці заходи ускладнюють технологію виготовлення бетонних бурових паль, вимагають додаткових витрат коштів і часу [9, 11, 39, 48, 59].

В останні роки у Світі, зі значним розвитком будівельного машинобудування, отримали поширення ґрунтоцементні палі, основним матеріалом яких є ґрунт, який розташований за інженерно-геологічним розрізом у межах глибини занурення паль. Будівельники України недостатньо знайомі з такими палями і це заважає широкому їх впровадженню у практику будівництва. Ця монографія призначена саме для пояснення ефективності ґрунтоцементних паль у сучасному будівництві. Авторами її є науковці та виробничники, які на протязі останніх 10 років досліджували, проектували і виготовляли ґрунтоцементні палі у різних регіонах України.

Автори висловлюють щире вдячність рецензентам монографії професорам Ю.І. Калюху, В.Л. Седіну і Ю.Ф. Тугаєнку за корисні поради та цінні зауваження щодо покращення змісту цієї роботи.

І. БУРОЗМІШУВАЛЬНИЙ МЕТОД І ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ

Бурозмішувальний метод влаштування бурових паль. Об'єми використання паль у сучасному будівництві постійно зростають, а тому пошук способів удосконалення їх конструкцій і методів виготовлення є актуальним завданням сьогодення. Бурові палі є найбільш широкоживаним видом паль у світі завдяки економічності та зручності технології виготовлення безпосередньо на будівельному майданчику. Однак для використання у різних інженерно-геологічних умовах бетонних бурових паль можуть знадобитися додаткові технологічні заходи. Наприклад, коли ґрунт самостійно не утримує стовбур свердловини, необхідно використовувати обсадну трубу, яка тим не менш, не повністю захищає свердловину від прориву рухливих ґрунтів. Тоді слід проводити буріння під захистом глинистого розчину, що циркулює за свердловиною, виносить з неї зруйнований ґрунт й одночасно підтримує стінки у стійкому положенні. Такі заходи ускладнюють технологію виготовлення бетонних бурових паль, вимагають додаткових витрат коштів і часу.

З розвитком бурозмішувального методу цементації ґрунтів останніми роками виник новий тип бурових паль, а саме – ґрунтоцементні бурові палі. Вони мають усі переваги бурових паль, але при цьому повністю виключено проблему додаткового забезпечення стійкості стінок свердловини в будь-яких інженерно-геологічних умовах будівництва [36, 46].

Бурозмішувальний метод виготовлення ґрунтоцементних паль полягає в тому, що за допомогою спеціальної бурозмішувальної установки долотом-бурозмішувачем ґрунт розпушують, просочують водоцементною суспензією і перемішують до однорідного стану ґрунтоцементної суміші (рис. 1.1).

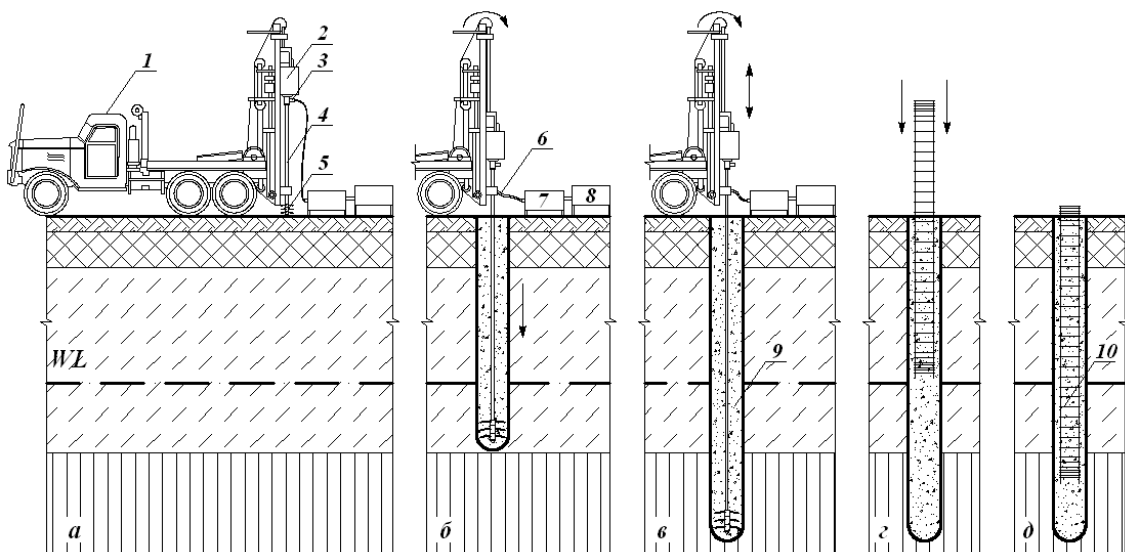


Рис. 1.1 – Схема виготовлення ґрунтоцементних паль за бурозмішувальним методом: а – бурове обладнання; б – розпушування ґрунту з нагнітанням водоцементного розчину; в – перемішування суміші; г – встановлення арматурного каркасу; д – загальний вигляд ґрунтоцементної палі; 1 – автомобіль із буровим станком; 2 – силовий привід; 3 – вертлюг; 4 – бурова труба; 5 – ріжучий інструмент; 6 – напірний рукав для подачі водоцементного розчину; 7 – буровий насос; 8 – розчинозмішувач; 9 – ґрунтоцементний елемент; 10 – ґрунтоцементна палля

Процес починають з відмітки дна котловану і виконують до проектної глибини. Свердловина за діаметром долота на усіх етапах виготовлення палі заповнена рухливою ґрунтоцементною сумішшю, яка надійно забезпечує стійкість стінок свердловини у нестійких ґрунтах, у т. ч. у мулах і пливунях [37].

Описаний вище метод виготовлення бурових паль є значно простішим традиційного і зменшує витрати часу та коштів на виготовлення таким способом фундаментів будівель і споруд. Але порівняно

невелика міцність ґрунтоцементу стримує широке впровадження таких паль у виробництво. Тому пошук шляхів підвищення міцності їх матеріалу є актуальним, саме від цього залежить широке впровадження ґрунтоцементних паль у фундаментобудування.

На території СНД не виготовляють установки для влаштування ґрунтоцементних паль бурозмішувальним методом. Маємо достатньо пропозицій подібних машин закордонного виробництва, найбільш популярні з них наведені на рис. 1.2.



Рис. 1.2 – Сучасні машини для виготовлення ґрунтоцементних паль за бурозмішувальним методом: а – шведської компанії Alimak AB; б – японської компанії Seiko Kogyo Co з виготовлення ґрунтоцементу методом сухого перемішування; в – компанії ABI установка ABI TM 14-17 для виготовлення ґрунтоцементних паль (діаметр наконечника-змішувача 800 мм); г – бурозмішувальна установка Bauer BG28 з навісним обладнанням Evrodrill SMW 550 для виготовлення ґрунтоцементних стін (кількість змішувачів 3 (1400x550 мм))

Однак, певний досвід використання цих машин на будівельному ринку України показав їх слабку конкурентоспроможність за рахунок високої вартості їх закупівлі і подальшої експлуатації. Тому підрядні організації, які впроваджують ґрунтоцементні палі, вимушені конструювати бурозмішувальні установки із машин і механізмів виробництва СНД [10].

На рис. 1.3 наведено загальний вигляд цього обладнання, до складу якого входить:

– буровий верстат БМ-811м на базі автомобіля «Урал», модернізований тим, що шнеки замінено на бурові штанги діаметром 100 мм, які виготовлено з внутрішнім каналом для подавання цементної суспензії. Робочий орган для руйнування ґрунту має отвори для розподілення цементної суспензії за всім перерізом свердловини. Для з'єднання шнеків з розчинонасосом передбачено напірні шланги та вертлюг;

- розчиномішалка для виготовлення цементної суспензії (рис. 1.4, а);
- розчинонасос для нагнітання цементної суспензії до свердловини (рис. 1.4, б).



Рис. 1.3 – Загальний вигляд комплексу обладнання для виготовлення ґрунтоцементних елементів за бурозмішувальною технологією: а – буровий верстат; б – схованка для розчиномішалки, розчинонасосу, склад цементу; в – ємність води; г – напірний шланг

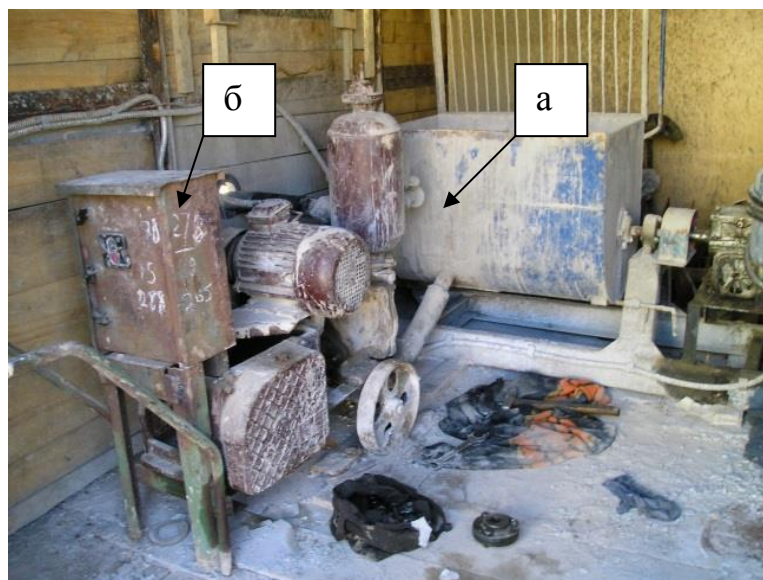


Рис. 1.4 – Обладнання для виготовлення цементної суспензії: а – розчиномішалка; б – розчинонасос

Цементну суспензію замішують у розчиномішалці та нагнітають за допомогою розчинонасоса крізь вертлюг у бурову штангу й далі до розпушеного ґрунту. Виготовляти цементну суспензію можна за допомогою одного з розчинозмішувачів, які випускає промисловість, за умови забезпечення однорідності суспензії для закріплення ґрунту.

В якості розчинонасосів можуть бути використано будівельні діафрагмові чи бурові плунжерні насоси, котрі створюють тиск не менше $\sigma = 0,5 - 0,7$ МПа. Вертлюг складається з двох частин – рухомої (рис. 1.5, а) та нерухомої (рис. 1.5, б).

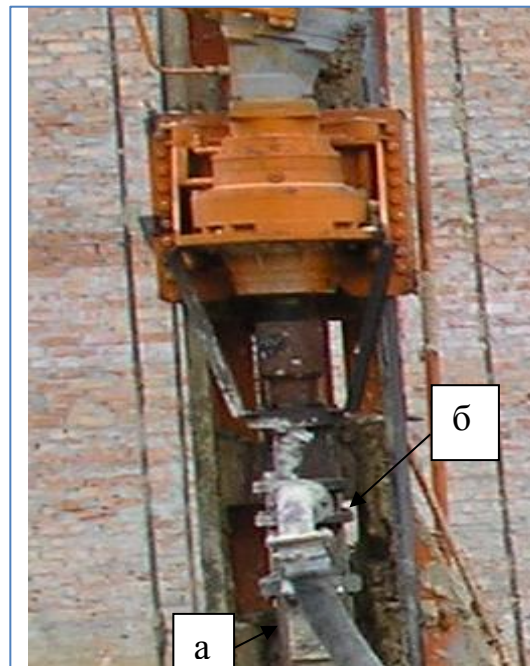


Рис. 1.5 – Вертлюг: а – рухома частина; б – нерухому частина

До нерухомої частини відносять корпус, кришку та відвід труб. До обертової частини вертлюга відносять стовбур, який встановлений на трьох підшипниках для центрування його відносно корпусу і отримання осьового та радіального навантаження, що виникають при роботі. В якості основної середньої опори використовують упорний шариковий підшипник. Верхній підшипник роликівий конічний, а нижній – підшипник ковзання. Корпус вертлюга – сталева виливка обтічної форми, яка шарнірно закріплена з сергою. Корпус зверху закритий кришкою, яка кріпиться до нього болтами. В нижню частину корпусу вкручена кришка масляного сальника, що запобігає витіканню масла з корпусу вертлюга. Верхній напірний сальник з V подібною манжетою, яка ущільнює зазор між стовбуром та напірною трубою. Внутрішню частину корпусу заповнюють маслом через отвір у верхній частині корпусу, який закривають пробкою з отвором для відходу парів масла. Ґрунти розпушують на вибої свердловини, просочують цементним розчином і переміщують до однорідного стану ґрунтоцементної суміші. Якість перемішування ґрунтоцементної суміші суттєво залежить від швидкості занурення бурозмішувача у ґрунт.

Чим нижче швидкість занурення при постійній кількості обертів бурозмішувача, тим тонша стружка ґрунту, яка зрізується його ножем – тобто, вище якість перемішування суміші. При прямому ході (заглибленні) бурозмішувача слід приймати не більшу швидкість його занурення у ґрунт:

- у піщаних ґрунтах – 0,5 м/хв., що при 60 обертів/хв. дає стружку товщиною 8 мм;
- у глинистих ґрунтах – 0,3 м/хв., при 60 обертів/хв. дає стружку товщиною 5 мм.

Зворотний хід бурозмішувача і повторні цикли «заглиблення – зворотний хід» слід проводити зі швидкістю не більшою 1,0 м/хв., що при 60 обертів/хв. забезпечує зміщення бурозмішувача у вертикальному напрямку за один оберт бурозмішувача на 16 мм. Загальний вигляд бурозмішувачів, які використовуються для влаштування ґрунтоцементних паль, наведений на рис. 1.6.

Напірний бурозмішувач (рис. 1.6,а) дозволяє надійно регулювати товщину стружки ґрунту, за його допомогою можливо досягнути найменшої її товщини. Рекомендується використовувати при проходженні важких суглинків, легких глин. Для надійного перемішування ґрунтоцементної суміші потребує більше циклів «заглиблення – зворотний хід».



Рис. 1.6 – Бурозмішувачі для влаштування ґрунтоцементних паль:
а – напірний; б – лопатевий; в, г – шнековий; д – крильчасті; ж – гвинтовий

Лопатевий бурозмішувач (рис. 1.6,б) рекомендується для проходження легких суглинків і супісків. При його використанні досягається найкраще перемішування ґрунтоцементної суміші. Цю якість бурозмішувача можливо покращити за рахунок збільшення кількості лопатей за висотою його штанги.

Шнековий бурозмішувач (рис.1.6,в,г) рекомендований для роботи у піщаних ґрунтах.

Крильчатий бурозмішувач (рис. 1.6,д) використовують у недо зволожений глинистих ґрунтах при їх проходженні з водою для утворення текучого глинистого ґрунту. Насичення його цементом і перемішування ґрунтоцементної суміші проводиться за допомогою лопатевого долота.

Одним з недоліків ґрунтоцементних елементів є їх порівняно невелика міцність за матеріалом. Вважається, що підвищення міцності елементів можна досягти за допомогою вібраційного ущільнення ґрунтоцементної суміші. Для цього було розроблено навісний глибинний вібратор для ущільнення ґрунтоцементних елементів [29, 30].

На рис. 1.7 представлено навісний глибинний вібратор. Навісний глибинний вібратор складається з електропривода 1 та вібронаконечника 2, з'єднаних гнучким валом 3.

Електропривод вібратора встановлюють на раму 4 і комплектується електродвигуном, пакетним вимикачем, обгінною кулачковою муфтою, шпинделем, електричним кабелем живлення.

Вібронаконечник містить планетарний вібраційний механізм, бігунок якого, рухаючись по внутрішній поверхні корпусу вібронаконечника, створює вібраційні коливання.

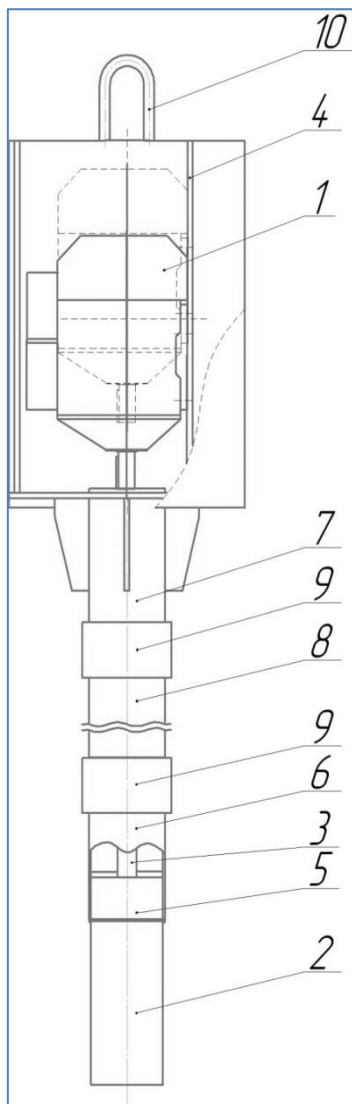


Рис.1.7 – Навісний глибинний вібратор:
 1 – електропривод; 2 – вібронаконечник; 3 – вал; 4 – рама; 5 – хвостова частина корпусу; 6 – труба хвостовика; 7 – трубна частина рами; 8 – трубна вставка; 9 – з'єднувальна муфта; 10 – петлі

Вібронаконечник 2 комплектують оригінальною хвостовою частиною корпусу 5, яка має бортик та різьбу для з'єднання з трубою 6. До трубної частини 7, жорстко з'єднаної з рамою 4, приєднують трубу 6 з вібронаконечником 2 і трубну вставку 8 за допомогою з'єднувальних муфт 9. Натяг гнучкого валу привода забезпечується кріпленням електродвигуна з можливістю зміни його положення у вертикальному напрямку. Петлі 10 служать для стропування та переміщення навісного вібратора. Навісний вібратор комплектують трубними вставками 8 і гнучкими валами 3 різної довжини для забезпечення влаштування паль необхідної довжини. Роботу навісного вібратора здійснюють таким чином. Краном за допомогою стропувальних петель 10 установлюють навісний вібратор у робоче положення над свердловиною, заповненою ґрунтоцементною чи бетонною сумішшю, вмикають вібропривід 1 й опускають навісний вібратор доки під дією його власної ваги нижня частина вібронаконечника не досягне дна свердловини. Занурений у свердловину вібронаконечник 2 приводиться в коливальний рух від електропривода 1 за допомогою гнучкого вала 3 і ущільнює ґрунтоцементну чи бетонну суміш, що знаходиться у свердловині. Потім у міру ущільнення суміші поступово піднімають навісний вібратор. Таким чином проходить ущільнення ґрунтоцементної чи бетонної суміші при влаштуванні палі свердловин [26, 27].

Технічний ефект при використанні запропонованого навісного вібратора досягається за рахунок ефективного ущільнення ґрунтоцементної чи бетонної суміші, що забезпечує підвищення міцності влаштованих паль заданої довжини.

II. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТОЦЕМЕНТУ

Літературні дані свідчать, що фізико-механічні характеристики ґрунтоцементу, виготовленого безпосередньо в масиві ґрунту за бурозмішувальним методом за умови подібних ґрунтів й однакового вмісту цементу, близькі між собою. На базі накопичених експериментальних даних робіт Безрука В.М., Крисана В.І, Ларцевої І.І., Марченка В.І., Нестеренко Т.М., Петраша Р.В., Петраша О.В., Петруняк М.В., Ручйова А.П., Токіна А.Н., Шокарева В.С., Ярмолюка О.І. та ін. [2 – 6, 10 – 12, 14 – 20, 22 – 40, 43 – 59] можливо стверджувати, що механічні властивості ґрунтоцементу залежать від: літології дисперсних ґрунтів; показника води рН і вмісту водорозчинних солей; вмісту та якості цементу; водоцементного (В/Ц) й ступеня ущільнення ґрунтоцементної суміші; наявності армування ґрунтоцементу сталевую арматурою; присутності деяких добавок.

Метою досліджень є визначення оптимального складу ґрунтоцементу на підставі даних про ґрунти майданчика будівництва, який дозволяє виготовити ґрунтоцементну палю з необхідними фізико-механічними характеристиками при оптимальній витраті цементу.

За критерій експерименту призначено модуль деформації E та міцність ґрунтоцементу на стиск R . Вихідними матеріалами для виготовлення ґрунтоцементу були глинисті та піщані ґрунти, цемент, вода, добавки (пісок, хвости – відходи збагачення корисних копалин).

Види використаних ґрунтів. Основна частина м. Полтави розташована у межах Полтавського лесового плато. Вона складена на глибину до 25 м переважно лесовими та лесованими суглинками з числом пластичності $I_p = 8-17\%$. У цих ґрунтах переважають пилюваті частинки каолінітів і гідроліуд – до 87%, глинистих частинок – до 20%, піщаних – до 10%. Пористість їх досягає 47%. Вище рівня ґрунтових вод переважна більшість суглинків володіє просадочними властивостями. Модуль деформації їх у природному стані досягає $E = 12$ МПа. За останні 50 років рівень ґрунтових вод у місті піднявся на 6 – 10 м і значна товща лесоподібних ґрунтів набула властивостей слабких. Модуль деформації цих ґрунтів значно знизився і складає зараз $E = 2 – 6$ МПа [24, 52].

Для виготовлення дослідних зразків ґрунтоцементу використано наступні ґрунти: ґрунт 1 – суглинок лесований, жовто-брунатний, просадочний, число пластичності $I_p = 0,14$; ґрунт 2 – суглинок лесовий, жовтий, карбонатний, легкий пилюватий, число пластичності $I_p = 0,10$; ґрунт 3 – супісок жовтий, із тонкими прошарками піску, число пластичності $I_p = 0,05$; ґрунт 4 – супісок світло-сірий, пилюватий, з прошарками та лінзами піску пилюватого та мілкового, число пластичності $I_p = 0,04$; ґрунт 5 – пісок пилюватий однорідний, алювіальний. Гранулометричний склад ґрунту наведено у табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Результати визначення гранулометричного складу піску

№ п/п	Найменування характеристики ґрунту	Значення характеристик ґрунту		
		Максимальне	Мінімальне	Середнє
1	Гранулометричний склад, %			
	> 2 мм	0,18	0,01	0,05
	2 – 0,5 мм	0,35	0,04	0,20
	0,5 – 0,25 мм	7,82	1,25	4,70
	0,25 – 0,1 мм	75,80	50,52	67,00
	< 0,1 мм	32,21	15,95	25,10
	Коефіцієнт неоднорідності ґрунту	2,42	1,75	2,0

Цемент. В якості в'язучого для виготовлення експериментальних зразків і їх дослідження використовувався портландцемент, виготовлений згідно з вимогами ДСТУ Б В. 2.7–46–96 марки ПЦ-II/Б-Ш-400 – продукт тонкого подрібнення цементного клінкеру, який отримують випалюванням до спікання (при $t = 1450$ °C) вапнякових мергелів або штучної суміші з 75% вапняку і 25% глини. За цим ДСТУ цемент відноситься до II типу – з добавками (від 6 – 35% мінеральних добавок; з добавкою доменного гранульованого шлаку 21 – 35%; додаткових компонентів 0 – 5%; клінкеру 65 – 79%).

Портландцементи належать до цементів високої якості з гідравлічно-пуцолановими властивостями. Характерні особливості портландцементів ПЦ-II: більш сповільнені терміни тужавіння порівняно з портландцементами ПЦ-I; помірна динаміка наростання ранньої міцності; висока міцність в більш пізні терміни твердіння.

Вода. Для приготування ґрунтоцементних зразків використовувалась вода гідро-карбонатно-кальцієва, слабомінералізована, слаболужна, показник рН = 8, яка не містить шкідливих домішок, що перешкоджає нормальному твердінню цементу.

Добавки. В якості добавок використані хвости та пісок. *Хвости* – це відходи збагачення корисних копалин, у яких переважають частинки порожньої породи. Тверда фаза хвостової пульпи подана сумішшю мінеральних частинок різного розміру – від 1 мм до часток мікрона. За гранулометричним складом відходи залізородних збагачувальних фабрик відносять до пилюватих пісків, наприклад хвости Полтавського ГЗК (м. Комсомольськ), у якому зосереджено 160 млн. т відходів (табл. 2.2). Мінералогічний склад хвостів такий: кварц – 65%, карбонати – 14%, магнетити – 3,5%, гематити – 6%, інші силікати – 11,5%.

Також в якості добавки використано пісок мілкий однорідний, відібраний з Лавриківського кар'єру. Значення гранулометричного складу цього ґрунту подані в табл. 2.3.

Таблиця 2.2 – Гранулометричний склад хвостів

Діаметр фракції, мм				
> 0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,002	<0,002
0,6	16,5	50,6	11,6	19,8

Таблиця 2.3 – Гранулометричний склад піску з Лавриківського кар'єру

Найменування характеристики ґрунту	Значення характеристик ґрунту		
	Максимальне	Мінімальне	Середнє
Гранулометричний склад, %			
> 2 мм	1,35	0,48	0,70
2 – 0,5 мм	5,20	1,84	3,42
0,5 – 0,25 мм	26,35	15,63	19,18
0,25 – 0,1 мм	74,20	58,10	67,90
< 0,1 мм	10,43	6,75	8,80
Коефіцієнт неоднорідності ґрунту C_u	2,35	1,74	1,92

Методика виготовлення ґрунтоцементних зразків полягала в наступному. Цемент і воду в необхідній кількості перемішували вручну до отримання однорідного стану, так званого цементного молока. Кількість цементу визначали як частку від ваги сухого ґрунту. Далі в цементний розчин за необхідності вводили добавку. Потім в отриманий розчин додавали ґрунт з певною вологістю й отриману суміш перемішували до однорідної маси протягом 5 хв. Після перемішування ґрунтоцементна суміш викладали в дерев'яні форми з розмірами 7,07x7,07x7,07 см і циліндри з розмірами $h = 3,0$ см й $d = 3,0$ см. Кубики та циліндри формували методом лиття (рис. 2.1). На другу добу після формування кубики витягали з форм і зберігали до випробування у воді протягом заданого терміну часу [35].

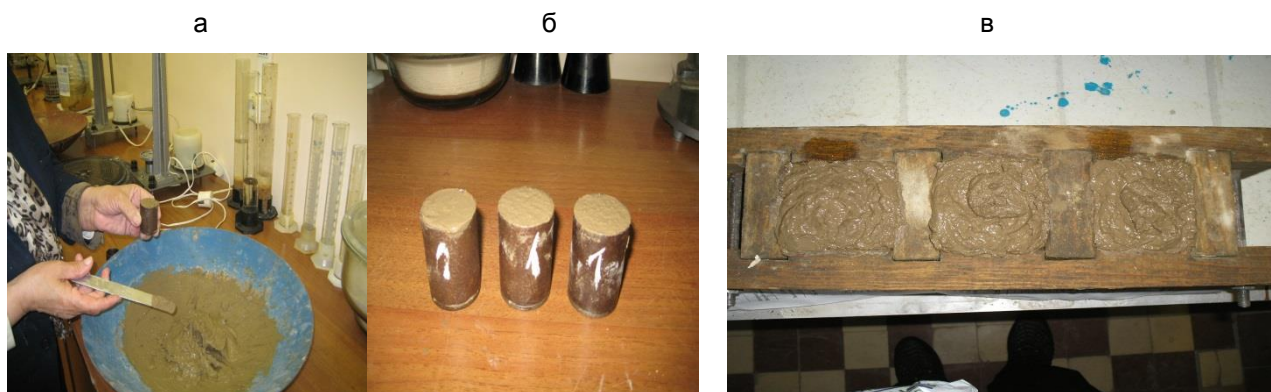


Рис. 2.1 – Формування зразків ґрунтоцементу: а – приготування суміші; б – циліндри; в – кубики

Випробування зразків (кубиків, циліндрів) на стиск виконувалося у віці 28, 90, 365 та 730 діб за допомогою преса та компресійного приладу УГПС (рис. 2.2). На кожне випробування було виготовлено по 6-8 зразків однієї серії (однаковий вміст ґрунту, цементу, В/Ц, термін тужавіння у часі). Прикладення навантаження проводилося до руйнування зразка. Внаслідок випробувань було отримано для кожного зразка ґрунтоцементу певного терміну тужавіння окремих значень щільності ρ (т/м³), вологості W , міцності на стиск R (МПа), модуль деформації E (МПа). За цими даними для кожної серії визначалися середнє статистичні значення фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу.

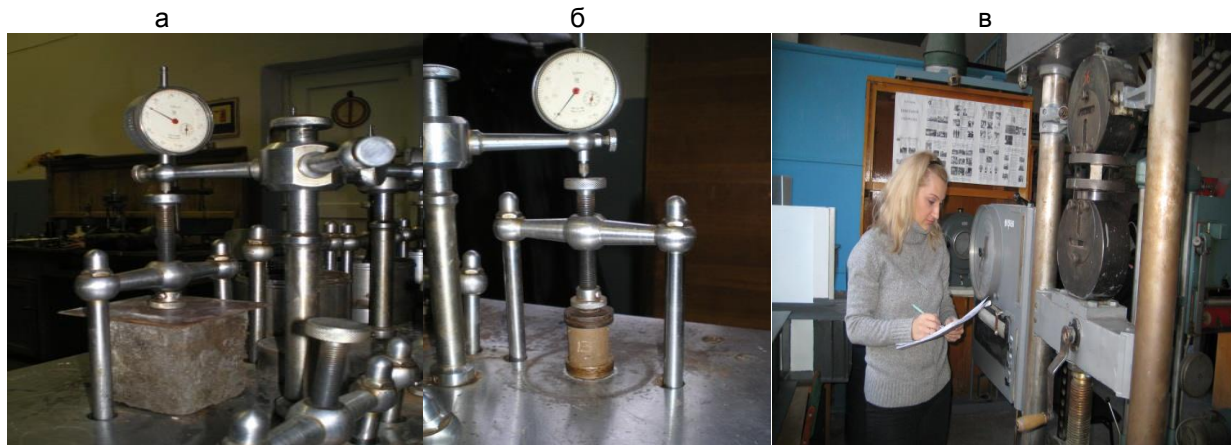


Рис. 2.2 – Випробування зразків ґрунтоцементу на стиск: а – кубики; б – циліндри; в – сушильна шафа

Оскільки в Україні немає нормативних документів з випробування ґрунтоцементних зразків, випробування проводилися згідно ДСТУ Б В.2.7-18-95 як для бетонів. Визначення міцності ґрунтоцементу полягає у вимірюванні мінімальних зусиль, що руйнують спеціально виготовлені контрольні зразки при їх статичному навантаженні з постійною швидкістю росту навантаження. Максимальне зусилля, досягнуте в процесі випробування, приймали за руйнуюче навантаження і заносили в журнал випробувань [34].

До масштабу випробувань. Результати випробувань зразків-кубиків та циліндрів на стиск, для виготовлення яких використовувався ґрунт 1 з 20% ПЦ II/Б-Ш-400 від маси сухого ґрунту, зведемо у загальну таблицю міцності ґрунтоцементних зразків при різному терміні тужавіння (табл. 2.4).

Таблиця 2.4 – Осереднені результати для ґрунтоцементу однакового складу при різному терміні тужавіння (ґрунт 1)

Період тужавіння, Т, діб	Вологість, W, % (коефіцієнт варіації V)	Щільність скелету, ρ_d , кг/м ³ (коефіцієнт варіації V)	Міцність, R МПа (коефіцієнт варіації V)	Модуль деформації, E, МПа (коефіцієнт варіації V)	Кореляційні рівняння залежностей: R = f(T); E = f(T) (коефіцієнт кореляції r)
Кубики з розмірами 7,07x7,07x7,07 см					
10	23,2 (0,09)	1,36 (0,09)	1,85 (0,11)	302 (0,16)	R = 2lnT + 1,19 (r = 0,96); E = 51,1lnT + 300 (r = 0,93)
28	24,3 (0,10)	1,36 (0,1)	2,8 (0,1)	325 (0,12)	
90	24,6 (0,09)	1,365 (0,11)	4,5 (0,12)	450 (0,13)	
365	24,3 (0,08)	1,363 (0,09)	9 (0,11)	375 (0,11)	
730	24 (0,1)	1,37 (0,09)	9,5 (0,07)	523 (0,14)	
Циліндри з розмірами h = 3,0 см d = 3,0 см					
10	25,8 (0,09)	1,37 (0,1)	1,92 (0,14)	315,5 (0,14)	R = 1,99ln T + 1,37 (r = 0,97); E = 56,3lnT + 313 (r = 0,94)
28	25,4 (0,07)	1,38 (0,09)	3 (0,13)	339 (0,16)	
90	25,1 (0,08)	1,38 (0,1)	5 (0,12)	390 (0,13)	
365	25,8 (0,12)	1,38 (0,08)	9,35 (0,11)	500 (0,16)	
730	25,5 (0,1)	1,38 (0,12)	9,69 (0,12)	550 (0,13)	

За даними табл. 2.4 побудовано графіки набору міцності (рис. 2.3) та модуля деформації ґрунтоцементу (рис. 2.4) для порівняння характеристик міцності й деформування ґрунтоцементу, отриманих шляхом випробовування зразків – кубиків та циліндрів.

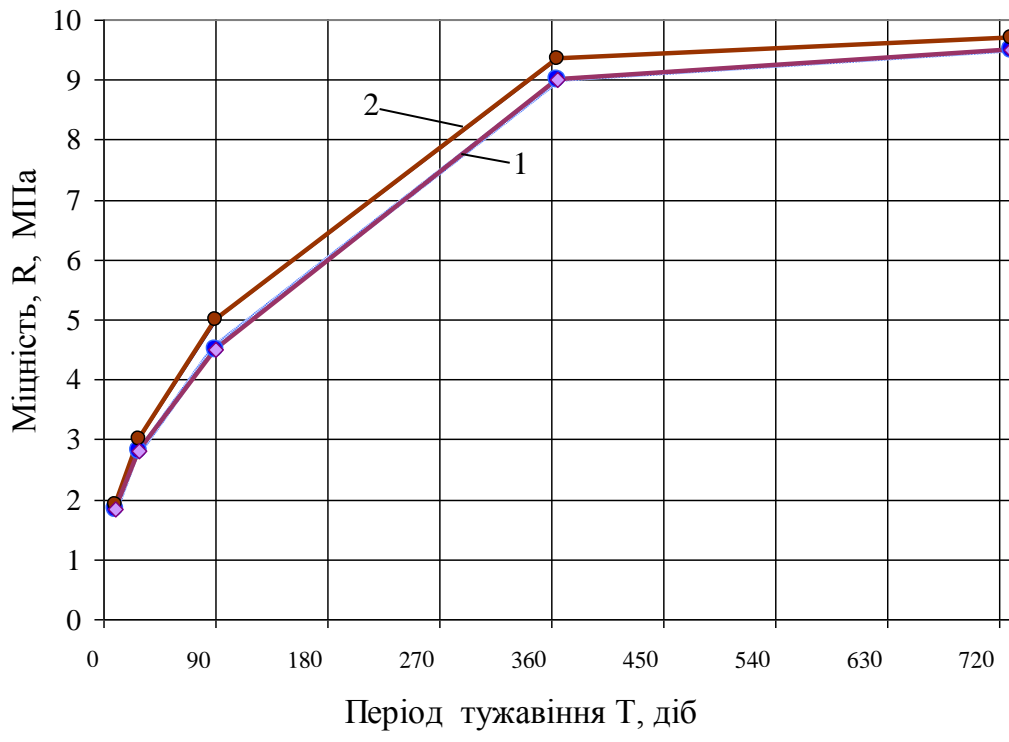


Рис. 2.3 – Залежність міцності ґрунтоцементу від терміну тужавіння:
1 – зразки-куби; 2 – зразки-циліндри

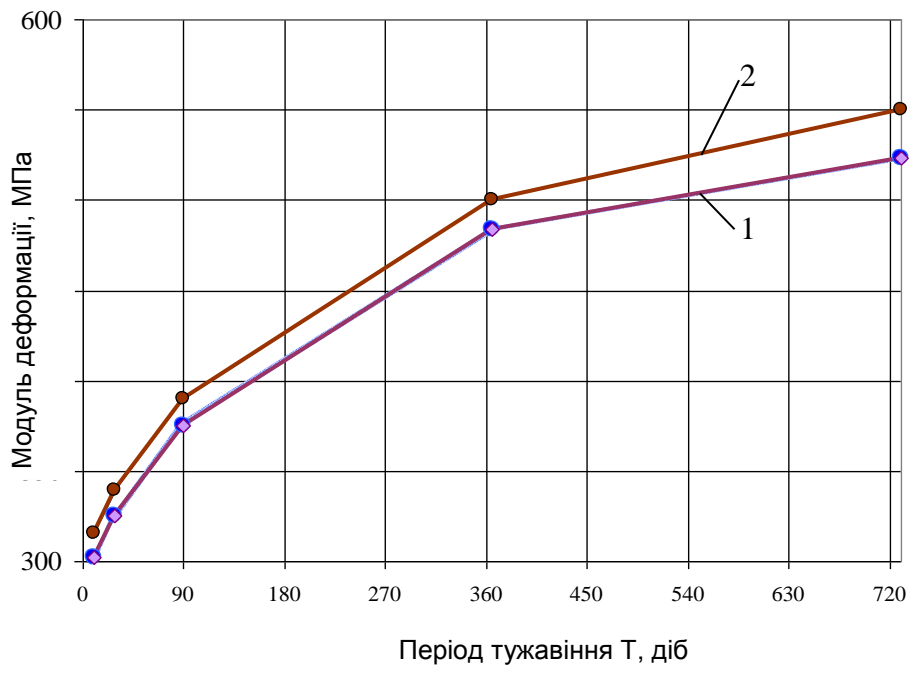


Рис. 2.4 – Залежність модуля деформації ґрунтоцементу від терміну тужавіння:
1 – зразки-куби; 2 – зразки-циліндри

Проведений лабораторний експеримент показав, що, відповідно до загальних уявлень, для менших зразків маємо більші значення механічних характеристик матеріалу. Але різниця між отриманими даними по зразках – кубиках і циліндрах незначна й знаходиться у межах 2-10%. Тому прийнято за доцільне надалі використовувати для лабораторних дослідів з ґрунтоцементом зразки-циліндри розмірами $h = 3,0$ см, $d = 3,0$ см [35].

Що торкається процесу тужавіння ґрунтоцементу у часі, то він проходив у водному середовищі і простежений на протязі двох років. Коли порівняти параметри міцності отримані у віці 28 діб з тими, що отримані через два роки, маємо збільшення міцності R у три рази, а модуля деформації E – близько двох разів. Статистичні дослідження залежностей $R = f(T)$ і $E = f(T)$ показали, що ці функції можна прийняти як логарифмічні, до того ж вони близькі до функційних з коефіцієнтом кореляції $r > 0,9$ [35].

Вплив вмісту цементу. Накопичений досвід показує, що фізико-хімічні властивості лесових і лесованих суглинків, а саме, незначний вміст глинистих частинок, лужна реакція середовища, незначна кількість легкорозчинних солей, легке диспергування при зволоженні за рахунок водорозчинних зв'язків між частинками – усі ці особливості ґрунтів сприяють їх використанню при виготовленні ґрунтоцементу [34, 35]. Механічні властивості ґрунтоцементу, тобто міцність на стиск і модуль деформації, забезпечуються більшою мірою наявністю кристалізаційних зв'язків, що виникли як новоутворення в процесі тужавіння матеріалу. На величину модуля деформації ґрунтоцементу значно впливає його щільність. Експериментально доведено, що при однаковій призмовій міцності модуль деформації більший для зразків із більшою щільністю [34].

Дослідження механічних характеристик ґрунтоцементу проводили у лабораторних умовах. Зразки ґрунтоцементу виготовляли циліндричної форми діаметром і довжиною 30 мм. Використовували портландцемент М400. Було виготовлено серію зразків із вологістю ґрунтоцементної суміші $W = 25\%$. Зразки виготовляли з умістом цементу 5; 10; 15; 20; 25; 35; 40; 45; 50% від ваги сухого ґрунту. Їх тужавіння проходило у водному середовищі. Для кожного значення вмісту цементу виготовляли 6-8 зразків, після випробування яких для подальшого розгляду приймали середнє статистичне значення і відповідний коефіцієнт варіації.

У табл. 2.5 наведені осереднені дані для зразків, що були виготовлені при вмісті цементу 25% і випробувані при терміні тужавіння у водному середовищі 90 діб.

Таблиця 2.5 – Осереднені нормативні дані для ґрунтоцементу при різному вмісті цементу при терміні тужавіння 90 діб

Вміст цементу i , %	Вологість W , % (коефіцієнт варіації V)	Щільність скелету ρ_d , т/м ³ (коефіцієнт варіації V)	Міцність R , МПа (коефіцієнт варіації V)	Модуль деформації E , МПа (коефіцієнт варіації V)	Кореляційні рівняння $R = f(i)$; $E = f(i)$
5	26,2 (0,10)	1,36 (0,09)	1,027 (0,11)	134,7 (0,14)	$R = 0,07i + 1,91$ $(r = 0,97)$; $E = 7,96i + 179,6$ $(r = 0,98)$
10	25,5 (0,11)	1,37 (0,1)	2 (0,1)	255,7 (0,13)	
15	25,0 (0,12)	1,378 (0,11)	3,7 (0,12)	350 (0,14)	
20	25,1 (0,08)	1,38 (0,1)	5 (0,12)	487,5 (0,13)	
25	24,9 (0,10)	1,385 (0,09)	6,2 (0,07)	500 (0,17)	
30	24,7 (0,08)	1,39 (0,09)	7,7 (0,12)	560 (0,14)	
35	24,4 (0,10)	1,392 (0,09)	10 (0,09)	700 (0,14)	
40	24,0 (0,09)	1,395 (0,08)	11 (0,13)	751 (0,14)	
45	23,3 (0,07)	1,45 (0,08)	12,5 (0,15)	830 (0,15)	
50	23 (0,09)	1,47 (0,10)	13,8 (0,16)	942 (0,18)	

За даними табл.2.5 видно, що осереднені значення фізико-механічних характеристик ґрунтоцементних зразків визначено достатньо достовірно. Це підтверджується тим, що значення коефіцієнтів варіації V відповідають загальним уявленням. За результатами дослідів побудовано графіки (рис. 2.5 і рис. 2.6), з яких видно, що зі збільшенням вмісту цементу міцність і модуль деформації ґрунтоцементу збільшуються. Ці залежності лінійні й близькі до функційних. Їх можливо вважати навіть пропорційними, бо вони практично починаються з початку координат.

Отримані результати ставлять задачу: «Яким шляхом можливо в процесі бурозмішувального методу влаштування ґрунтоцементних паль за умов будівельного майданчика отримати ґрунтоцемент із вмістом цементу 35% і більше?»

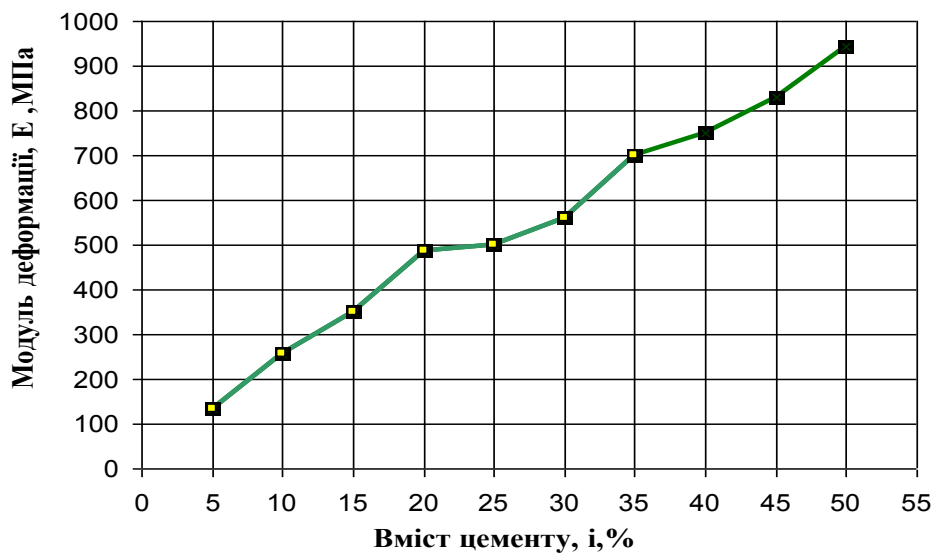


Рис. 2.5 – Залежність модуля деформації E ґрунтоцементу від вмісту цементу i

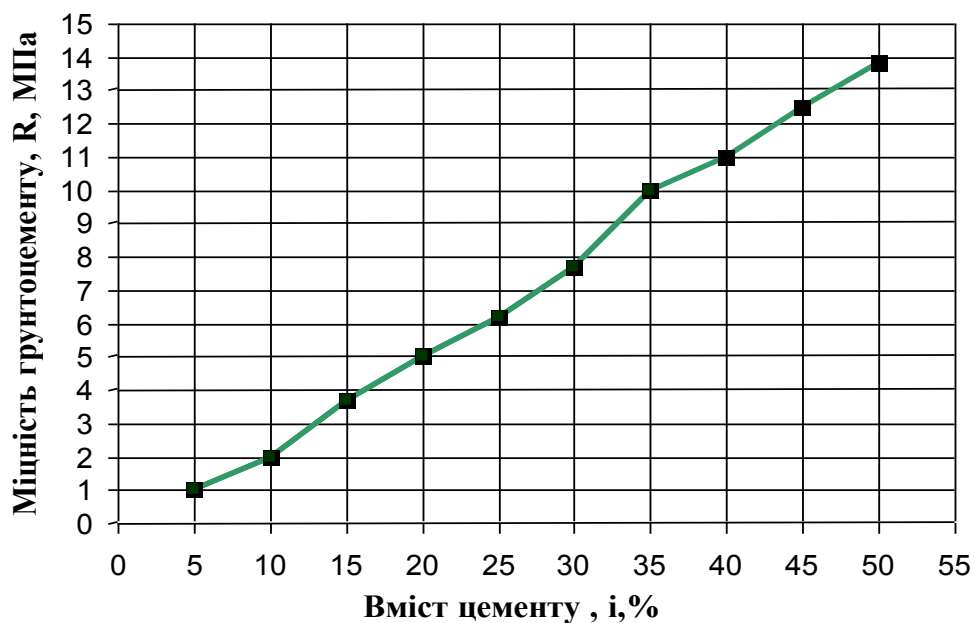


Рис. 2.6 – Залежність призмової міцності ґрунтоцементу R від вмісту цементу i

Вплив механічного складу ґрунту. На цьому етапі досліджень характеристикою вмісту глинистих частинок у ґрунті будемо вважати його число пластичності I_p . Дослідження механічних характеристик ґрунтоцементу проводили у лабораторних умовах. В якості ґрунтів для виготовлення ґрунтоцементу прийнято ґрунти Полтавського регіону алювіального і еолово-елювіального походження. Виготовлено п'ять серій зразків із різних ґрунтів: пісок пилюватий однорідний (ґрунт 5), супісок алювіальний (ґрунт 4), супісок (ґрунт 3), суглинок легкий лесовий еолового походження (ґрунт 2); суглинок лесований делювіальний (ґрунт 1). Зразки ґрунтоцементу виготовляли циліндричної форми діаметром і висотою 30 мм. У кожній серії зразки виготовляли при 15; 20; 25% вмісту цементу від ваги сухого ґрунту. Використовували портландцемент М400. Тужавіння зразків проходило у водному середовищі. Випробовування зразків проводили на одноосьовий стиск, за даними якого визначали міцність R і модуль деформації E ґрунтоцементу.

Зразки досліджували при терміні тужавіння 90 діб. Для кожного значення вмісту цементу виготовляли 6-8 зразків, після випробовування яких приймали середнє статистичне значення і відповідний коефіцієнт варіації. Результати лабораторних випробувань наведено в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 – Осереднені дані для ґрунтоцементу при вмісті цементу 15; 20; 25% через 90 діб тужавіння

Число пластичності, I_p , %	Первісна вологість, W , % (коефіцієнт варіації V)	Щільність скелету, ρ_d , т/м ³ (коефіцієнт варіації V)	Міцність R , МПа (коефіцієнт варіації V)	Модуль деформації E , МПа (коефіцієнт варіації V)
15 % від маси сухого ґрунту				
14 (ґрунт 1)	25,0 (0,12)	1,378 (0,11)	3,7 (0,11)	350 (0,14)
10 (ґрунт 2)	28,9 (0,09)	1,36 (0,09)	3,8 (0,12)	376 (0,12)
7 (ґрунт 3)	24,5 (0,11)	1,482 (0,08)	4,05 (0,11)	402 (0,13)
4 (ґрунт 4)	23,3 (0,1)	1,49 (0,1)	4,5 (0,12)	415 (0,11)
0 (ґрунт 5)	14,1 (0,09)	1,75 (0,1)	4,8 (0,09)	455 (0,12)
20 % від маси сухого ґрунту				
14 (ґрунт 1)	25,1 (0,08)	1,38 (0,1)	5 (0,12)	487,5 (0,13)
10 (ґрунт 2)	30 (0,11)	1,38 (0,08)	5,23 (0,11)	503 (0,12)
7 (ґрунт 3)	24,5 (0,1)	1,44 (0,08)	5,46 (0,13)	529 (0,11)
4 (ґрунт 4)	22,6 (0,09)	1,46 (0,07)	5,8 (0,1)	556 (0,1)
0 (ґрунт 5)	13 (0,1)	1,7 (0,08)	6,25 (0,11)	580 (0,12)
25 % від маси сухого ґрунту				
14 (ґрунт 1)	24,9 (0,1)	1,385 (0,09)	6,2 (0,07)	500 (0,17)
10 (ґрунт 2)	29,5 (0,11)	1,39 (0,1)	6,4 (0,09)	526 (0,12)
7 (ґрунт 3)	24,5 (0,1)	1,46 (0,1)	6,7 (0,1)	561 (0,13)
4 (ґрунт 4)	22,2 (0,13)	1,55 (0,08)	6,9 (0,12)	584 (0,14)
0 (ґрунт 5)	13,5 (0,1)	1,75 (0,09)	7,2 (0,12)	601 (0,15)

За даними табл. 2.6 побудовано графіки залежності міцності ґрунтоцементу від величини числа пластичності ґрунту, який є складовою ґрунтоцементу, при різному вмісті цементу. Із графіків видно (рис. 2.7), що зі збільшенням числа пластичності ґрунту, тобто збільшення у ньому вмісту глинистої фракції, міцність ґрунтоцементу зменшується за лінійним законом.

Кореляційні рівняння для різних значень вмісту цементу мають вигляд:

- 15% – $R = 4,76 - 0,0845 I_p$, при коефіцієнті кореляції $r = 0,94$;
- 20% – $R = 6,18 - 0,0902 I_p$, при коефіцієнті кореляції $r = 0,98$;
- 25% – $R = 7,19 - 0,0733 I_p$, при коефіцієнті кореляції $r = 0,99$.

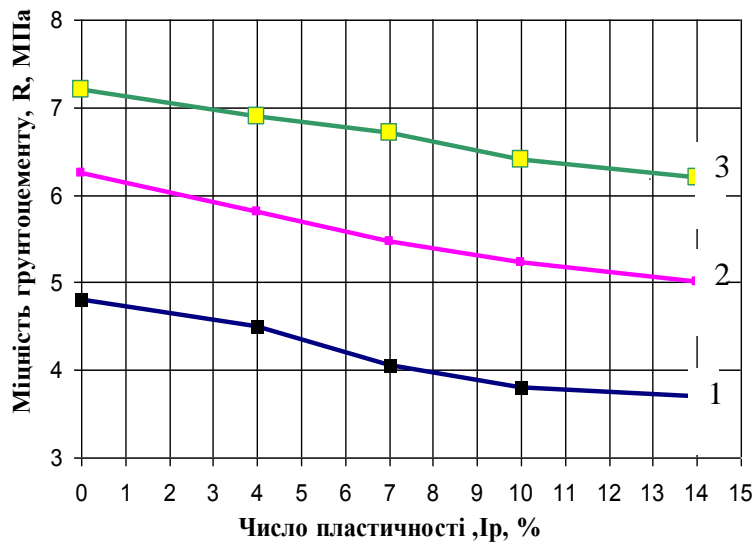


Рис. 2.7 – Залежності міцності R ґрунтоцементу від числа пластичності ґрунту I_p при вмісті цементу: 1 – 15%; 2 – 20%; 3 – 25%

Графіки на рис. 2.8 свідчать, що у межах, які досліджені, залежність між модулем деформації ґрунтоцементу E та числом пластичності ґрунту I_p лінійна. Зі збільшенням числа пластичності ґрунту, тобто збільшення у ньому вмісту глинистої фракції, модуль деформації зменшується.

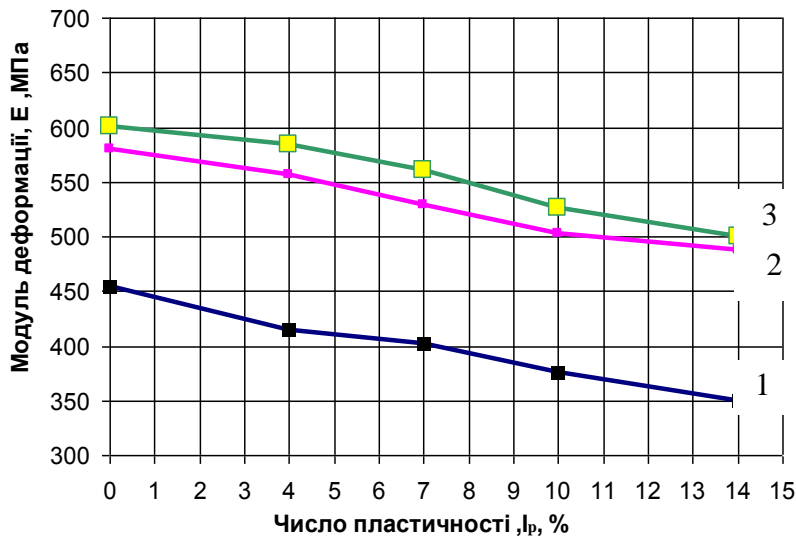


Рис. 2.8 – Залежності модуля E ґрунтоцементу від числа пластичності ґрунту I_p при вмісті цементу: 1 – 15%; 2 – 20%; 3 – 25%

Кореляційні рівняння для різних значень вмісту цементу мають вигляд:

- 15% – $R = 4,76 - 0,0845 I_p$, при коефіцієнті кореляції $r = 0,94$;
- 20% – $R = 6,18 - 0,0902 I_p$, при коефіцієнті кореляції $r = 0,98$;
- 25% – $R = 7,19 - 0,0733 I_p$, при коефіцієнті кореляції $r = 0,99$.

Коли зіставити паралельні значення міцності та модуля деформації з табл. 2.6 отримаємо лінійну залежність (графік якої див. на рис. 2.9) виду (2.1) при коефіцієнті кореляції $r = 0,85$.

$$E = 131,69 + 67,737 R .$$

(2.1)

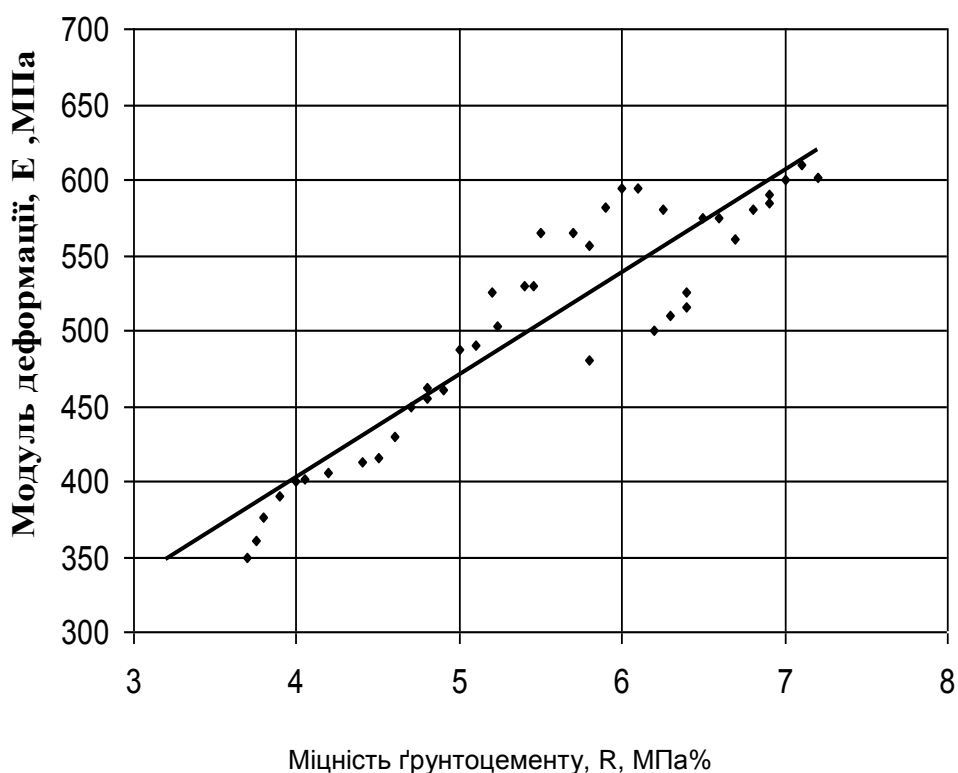


Рис. 2.9 – Співставлення E та R для ґрунтоцементу, виготовленого з різних ґрунтів

Залежність (2.1) слід вважати інваріантною, тобто незалежною від літологічного складу ґрунту, із якого виготовлено ґрунтоцемент за бурозмішувальною технологією [34].

Відомо, що деякі **добавки поліпшують механічні характеристики ґрунтоцементу**. Поліпшує механічні характеристики ґрунтоцементу наявність піщаних і гравійних частинок. Витрати цементу можна зменшити, при цьому перемішування й ущільнення суміші полегшується. Це вказує на доцільність використання гранулометричних добавок (пісків, хвостів тощо) у ґрунти при їх закріпленні [34].

Дослідження фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу проведено у лабораторних умовах. Із суглинку лесового, легкого, з числом пластичності $I_p = 0,14$ (ґрунт 1) було зроблено 2 серії зразків з постійним вмістом портландцементу М400 20% та з різним вмістом добавок (піску й хвостів, фізичні характеристики яких наведені вище): 0; 5; 10; 15; 20% від ваги сухого ґрунту. Зразки ґрунтоцементу виготовляли циліндричної форми діаметром і висотою по 30 мм. Їх тужавіння проходило у водному середовищі. Випробування зразків на одновісний стиск проводили при терміні тужавіння 28 діб, 90 діб, 1 рік і 2 роки. За даними випробувань було визначено міцність на стиск R і модуль деформації E .

Перед проведенням випробування визначали щільність ґрунтоцементу ρ , після стиску – вологість W , за якими обчислювали щільність скелету ρ_d . Кожне визначення характеристик ґрунтоцементу проводили у 6-8 кратній повторності. Для кожної характеристики визначали коефіцієнт варіації V . Результати лабораторних випробувань наведено у табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Осереднені нормативні дані для ґрунтоцементу при різному вмісті хвостів і терміні тужавіння 28 діб, 90 діб, 1 рік, 2 роки

Вміст хвостів i , %	Вологість, W , % (коефіцієнт варіації V)	Щільність скелету, ρ_d , т/м ³ (коефіцієнт варіації V)	Міцність R , МПа (коефіцієнт варіації V)	Модуль деформації E , МПа (коефіцієнт варіації V)	Кореляційні рівняння залежностей: $R = f(i)$; $E = f(i)$ (коефіцієнт кореляції r)
Термін тужавіння – 28 діб					
0	29,2 (0,10)	1,36 (0,09)	2 (0,1)	190 (0,14)	$R = 0,07i + 1,91$ $(r = 0,97)$; $E = 7,96i + 179,6$ $(r = 0,98)$
5	29,3 (0,11)	1,36 (0,1)	2,1 (0,09)	210 (0,13)	
10	29,34 (0,12)	1,365 (0,11)	2,6 (0,09)	250 (0,14)	
15	29,6 (0,08)	1,363 (0,09)	3,0 (0,10)	304 (0,13)	
20	28,9 (0,10)	1,37 (0,09)	3,24 (0,06)	342 (0,17)	
Термін тужавіння – 90 діб					
0	29,6 (0,08)	1,355 (0,09)	2,9 (0,1)	310 (0,14)	$R = 0,11i + 2,66$ $(r = 0,94)$; $E = 7i + 302$ $(r = 0,98)$
5	29,4 (0,10)	1,36 (0,09)	3,04 (0,09)	335 (0,14)	
10	29 (0,09)	1,365 (0,08)	3,5 (0,11)	360 (0,14)	
15	29,1 (0,07)	1,37 (0,08)	4,5 (0,13)	405 (0,15)	
20	29 (0,09)	1,38 (0,10)	5 (0,12)	450 (0,18)	
Термін тужавіння – 1 рік					
0	28,7 (0,06)	1,36 (0,05)	3,3 (0,10)	370 (0,13)	$R = 0,14i + 3,11$ $(r = 0,98)$; $E = 7,1i + 360$ $(r = 0,96)$
5	28,9 (0,08)	1,36 (0,06)	3,6 (0,13)	383 (0,14)	
10	28,7 (0,07)	1,365 (0,05)	4,5 (0,12)	420 (0,12)	
15	27,72 (0,08)	1,37 (0,07)	5,3 (0,15)	480 (0,16)	
20	27,8 (0,07)	1,375 (0,09)	6 (0,14)	500 (0,15)	
Термін тужавіння – 2 роки					
0	27,5 (0,09)	1,355 (0,08)	4,15 (0,12)	413 (0,11)	$R = 0,12i + 4,07$ $(r = 0,99)$; $E = 6,18i + 400,8$ $(r = 0,99)$
5	27,8 (0,08)	1,36 (0,07)	4,58 (0,12)	425 (0,12)	
10	27,8 (0,08)	1,36 (0,07)	5,2 (0,12)	445 (0,10)	
15	28 (0,1)	1,37 (0,08)	5,9 (0,17)	500 (0,14)	
20	28,1 (0,10)	1,38 (0,09)	6,5 (0,11)	530 (0,13)	

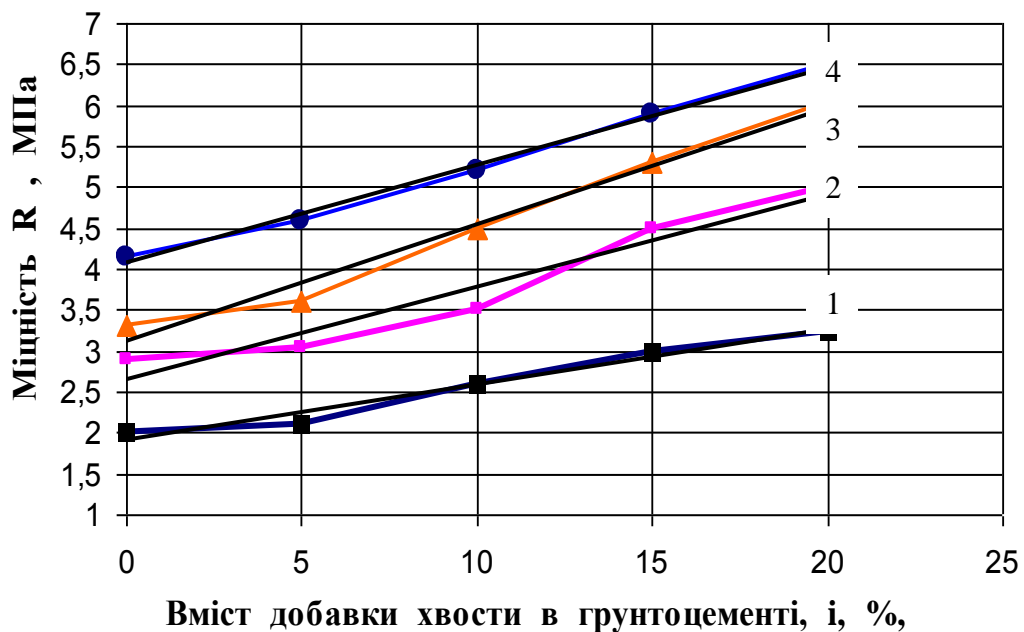


Рис. 2.10 – Залежність міцності R , МПа, ґрунтоцементу від вмісту хвостів при терміні тужавіння: 1 – 28 діб; 2 – 90 діб; 3 – 1 рік; 4 – 2 роки

Як видно з табл. 2.7 щільність скелету ґрунтоцементу ρ_d зі збільшенням вмісту хвостів дещо збільшується, та практично не змінюється протягом терміну тужавіння ґрунтоцементу. Вологість із часом змінюється не суттєво. За даними табл. 2.7 побудовано графіки залежності міцності ґрунтоцементу та модуля деформації від умісту хвостів (рис. 2.10 і рис. 2.11 відповідно).

Із цих графіків видно, що, по-перше, зі збільшенням терміну тужавіння у воді міцність ґрунтоцементу збільшується, а деформативність – зменшується; по-друге, залежність між міцністю на одновісний стиск R ґрунтоцементу та вмістом хвостів і пісків носить лінійний характер. Кореляційні рівняння даних залежностей при різному терміні тужавіння представлені в табл. 2.7.

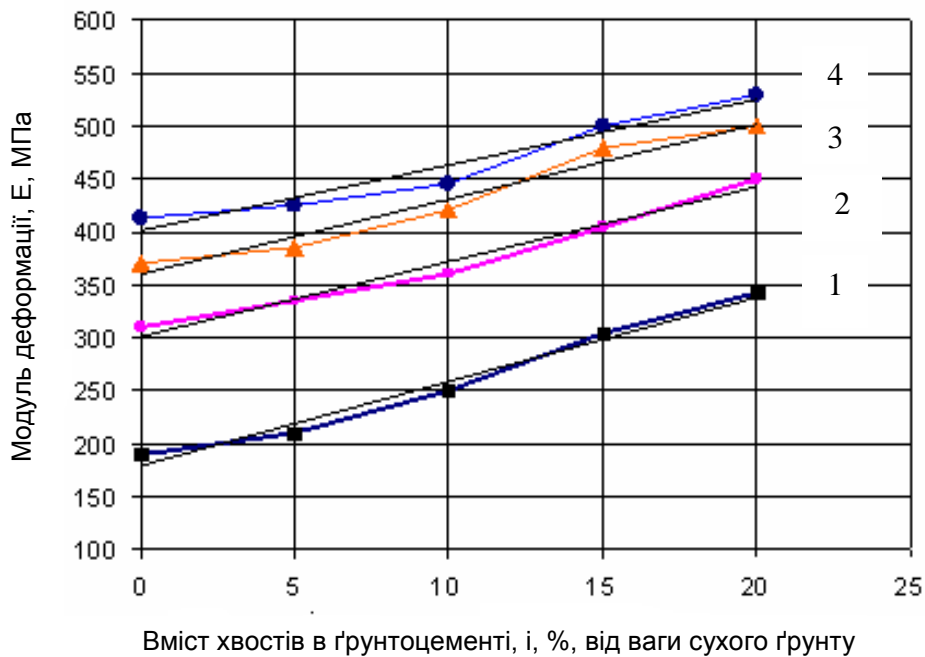


Рис. 2.11 – Залежність модуля деформації ґрунтоцементу від умісту хвостів при терміні тужавіння: 1– 28 діб; 2 – 90 діб; 3 – 1 рік; 4 – 2 роки

Для отриманих рівнянь визначали коефіцієнти апроксимації (кореляції), значення яких у всіх випадках наближаються до одиниці. Це свідчить про адекватність лінійного закону для прийнятої залежності міцності від умісту цементу.

Для статистичного розрахунку застосовано багатофакторний аналіз, а саме двохфакторний, тому що розглядається залежність $R=f(i, t)$. Отже, маємо 20 спостережень, два чинника та рівень значущості $\alpha=0,05$. Вихідні дані до статичного аналізу зведено до табл. 2.8.

Для визначення невідомих параметрів a_0, a_1, a_2 рівняння множинної лінійної регресії використано стандартну систему нормальних рівнянь, яка має вигляд:

$$\sum Y = n \cdot a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 ;$$

$$\sum x_1 \cdot Y = \sum x_1 \cdot a_0 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_2 \cdot x_1 ; \quad (2.2)$$

$$\sum x_2 \cdot Y = \sum x_2 \cdot a_0 + a_1 \sum x_2 + a_2 \sum x_2^2 .$$

В результаті розрахунку отримано, що $a_0 = 1.94$, $a_1 = 0,11$, $a_2 = 0,0033$. Отже, рівняння має вигляд

$$R = f(i, t) = 0,11i + 0,0033t + 1,94. \quad (2.3)$$

Таблиця 2.8 – Вихідні дані для статистичного аналізу

$i, \%$	$t, \text{дїб}$	$R=Y_1$	$i=X_1$	$t=X_2$	Y_1	Y_{1p}	Y_p
0	28	2,00	0,00	28	2,00	2,035	2,035
5	28	2,10	5,00	28	2,10	2,589	2,589
10	28	2,60	10,00	28	2,60	3,143	3,143
15	28	3,00	15,00	28	3,00	3,697	3,697
20	28	3,24	20,00	28	3,24	4,251	4,251
0	90	2,90	0,00	90	2,90	2,238	2,238
5	90	3,04	5,00	90	3,04	2,792	2,792
10	90	3,50	10,00	90	3,50	3,346	3,346
15	90	4,50	15,00	90	4,50	3,900	3,900
20	90	5,00	20,00	90	5,00	4,454	4,454
0	365	3,30	0,00	365	3,30	3,140	3,140
5	365	3,60	5,00	365	3,60	3,694	3,694
10	365	4,50	10,00	365	4,50	4,248	4,248
15	365	5,30	15,00	365	5,30	4,802	4,802
20	365	6,00	20,00	365	6,00	5,356	5,356
0	730	4,15	0,00	730	4,15	4,337	4,337
5	730	4,58	5,00	730	4,58	4,891	4,891
10	730	5,20	10,00	730	5,20	5,445	5,445
15	730	5,90	15,00	730	5,90	5,999	5,999
20	730	6,50	20,00	730	6,50	6,553	6,553

З одержаного рівняння видно, що зі збільшенням проценту хвостів, що використовують, збільшується міцність ґрунтоцементу, і навпаки. Крім того, чим більше величина коефіцієнта регресії, тим значніше вплив пояснюючої змінної на залежну змінну. В даному випадку величина коефіцієнта регресії a_1 більше, ніж значення коефіцієнта a_2 , отже, процент збільшення хвостів ґрунтоцементу, що використовують, має значно більший вплив ніж термін тужавіння. Розрахункове значення критерію Фішера складає

$$F_{роз} = \frac{R^2}{(1-R^2)} \cdot \frac{(n-m-1)}{m}, \quad (2.4)$$

де n – кількість спостережень; m – кількість факторів; R^2 – критерій детермінації; $F_{роз} = 58,45$.

Величину критичного значення $F_{крит}$ визначали за статистичними таблицями, для рівня значущості $\alpha = 0,05$ вона склала 3,59. Оскільки $F_p > F_{крит}$, то нульова гіпотеза відкидається, і одержане рівняння регресії приймається статистично значущим (гіпотеза про адекватність моделі підтвердилася). Оцінювання статистичної значущості коефіцієнтів регресії a_1 і a_2 за t -критерієм зводиться до зіставлення чисельного значення цих коефіцієнтів з величиною їх випадкових помилок m_{a1} і m_{a2} за залежністю

$$t_{ai} = \frac{a_i}{m_{ai}}, \quad (2.5)$$

де a_i – коефіцієнт регресії; m_{ai} – випадкові помилки за залежністю.

Формула для розрахунку теоретичного значення t -статистики має вигляд

$$t_{ai} = t_{крит} = \frac{a_i \cdot \sigma_{xi} \sqrt{1 - R_{x_1x_2}^2} \cdot \sqrt{n - m - 1}}{\sigma_y \sqrt{1 - R_{yx_1x_2}^2}} \quad (2.6)$$

В результаті розрахунку отримали, що $t_{крит} = 2,11$. Оскільки критичне значення t-статистики, визначене по статистичних таблицях для рівня значущості $\alpha = 0,05$, рівне $t_{крит} = 2,11$, більше за абсолютною величиною, ніж $t_{ai} = 1,7$, то нульова гіпотеза не відкидається і пояснююча змінна a_1 є статистично незначущою, і її можна виключити з рівняння регресії. І навпаки, для другого коефіцієнта регресії $t_{a2} > t_{крит} (3 > 2,11)$ і пояснююча змінна a_2 є статистично значущою.

Загальна теорія, приведених вище методів аналізу, описується таким чином. Після того, як знайдено рівняння лінійної регресії, оцінюється значущість як рівняння в цілому, так і окремих його параметрів. Оцінка значущості рівняння регресії в цілому може виконуватися за допомогою різних критеріїв. Достатньо поширеним і ефективним використанням F-критерія Фішера. При цьому висувається нульова гіпотеза H_0 , що коефіцієнт регресії дорівнює нулю, тобто $a = 0$, отже, чинник x не впливає на результат y . Безпосередньому розрахунку F-критерія передують аналіз дисперсії. Центральне місце в ньому займає розкладання загальної суми квадратів відхилень змінної y від середнього значення на дві частини – пояснену і непояснену

$$\sum (y - \bar{y})^2 = \sum (\hat{y}_x - \bar{y})^2 + \sum (y - \hat{y}_x)^2 \quad (2.7)$$

Загальна сума квадратів відхилень індивідуальних значень результативної ознаки y від його середнього значення викликана впливом ряду чинників. Розділимо сукупність причин на дві групи: чинник x й інші. Якщо чинник не впливає на результат, то лінія регресії на графіку паралельна осі OX і $Y = \hat{y}$. Тоді вся дисперсія результативної ознаки зумовлена дією інших чинників, і сума квадратів відхилень співпадає із залишковою. Якщо ж інші чинники не впливають на результат, то y пов'язаний з x функціонально, і залишкова сума квадратів дорівнює нулю. Тоді сума квадратів відхилень, пояснена регресією, співпадає із загальною сумою квадратів. Оскільки не всі точки поля кореляції лежать на лінії регресії, то завжди має місце їх розкид, зумовлений як впливом чинника x , тобто регресією y по x , так і дією інших причин (непояснена варіація). Придатність лінії регресії для прогнозування залежить від того, яка частина загальної варіації ознаки y доводиться на пояснену варіацію.

Звичайно, що якщо сума квадратів відхилень, обумовлена регресією, буде більше залишкової суми квадратів, то рівняння регресії статистично значуще, і чинник x надає істотну дію на результат y . Це рівнозначне тому, що коефіцієнт детермінації R^2 наближатиметься до 1. Будь-яка сума квадратів відхилень пов'язана з числом ступенів вільності, тобто числом вільності незалежного варіювання ознаки. Число ступенів вільності пов'язано з числом одиниць сукупності і з числом констант, які по ній визначають. Стосовно дослідної проблеми число ступенів вільності повинне показати, скільки незалежних відхилень n можливих $[(y_1 - \hat{y}), (y_2 - \hat{y}) \dots (y_n - \hat{y})]$ потрібно для утворення даної суми квадратів. Так, для загальної суми квадратів $\sum (y - \hat{y})^2$ потрібен $(n - 1)$ незалежних відхилень, оскільки за сукупністю з одиниць n після розрахунку середнього рівня вільно варіюють лише відхилення $(n - 1)$. При розрахунку поясненої або чинника, суми квадратів $\sum (y - \hat{y})^2$ використовують теоретичні (розрахункові) значення результативної ознаки y , знайдені за лінією регресії $y(x) = a + bx$.

Практично завжди одержані в результаті статистичного дослідження крапки не лягають точно на лінію регресії. Вони розсіяні, віддалені більш-менш сильно від лінії регресії. Таке розсіяння зумовлено впливом інших, відмінних від пояснюючого чинника x факторів, що не враховує рівняння регресії. При розрахунку поясненої або чинника, суми квадратів відхилень використовуються теоретичні значення результативної ознаки, знайдені за лінією регресії.

Для заданого набору значень змінних y і x розрахункове значення середнього величини y є в лінійній регресії функцією лише одного параметру — коефіцієнта регресії. Відповідно до цього сума чинника квадратів відхилень має число ступенів вільності рівне 1. Число ступенів вільності залишкової суми квадратів відхилень при лінійній регресії дорівнює $(n - 2)$.

Отже, розділивши кожну суму квадратів відхилень у початковому розкладанні на своє число ступенів вільності, одержуємо середній квадрат відхилень (дисперсію на один ступінь вільності). Далі, розділивши дисперсію чинника на одну ступінь вільності на залишкову дисперсію на одну ступінь вільності, одержуємо критерій для перевірки нульової гіпотези — так зване F -відношення, чи однойменний критерій. Саме при справедливості нульової гіпотези чинник і залишкова дисперсії виявляються просто рівні один одному.

Для відхилення нульової гіпотези, тобто ухвалення протилежної гіпотези, яка виражає факт значущості (наявність) дослідної залежності, а не просто випадкового збігу чинників, що імітує залежність, яка фактично не існує, слід використати таблиці критичних значень вказаного відношення.

За таблицями з'ясовують критичну (порогову) величину критерію Фішера. Вона називається також теоретичною. Потім перевіряють, порівнюючи її з обчисленим за даними наглядів відповідним емпіричним (фактичним) значенням критерію, чи перевершує фактична величина відношення критичну величину з таблиць. Це робиться наступним чином. Вибирають даний рівень вірогідності наявності нульової гіпотези і знаходять по таблицях критичне значення F -критерія, при якому ще може відбуватися випадкова розбіжність дисперсій на одну ступінь вільності, тобто максимальне таке значення. Потім обчислене значення F -критерію визнається достовірним (тобто таким, який відображає відмінність фактичної та залишкової дисперсій), якщо це відношення більше табличного.

Тоді нульова гіпотеза відхиляється (невірно, що відсутні ознаки зв'язку) і, навпаки, приходимо до висновку, що зв'язок є істотним (носить не випадковий, значущий характер).

У випадку, якщо величина відношення виявляється менше табличної, то вірогідність нульової гіпотези виявляється вище заданого рівня (що вибрано спочатку), і нульову гіпотезу не можна відхилити без помітної небезпеки одержати некоректний висновок про наявність зв'язку. Відповідно, рівняння регресії вважають при цьому незначущим.

Сама величина F -критерія пов'язана з коефіцієнтом детермінації. Крім оцінки значущості рівняння регресії в цілому оцінюють також значущість окремих параметрів цього рівняння. При цьому визначають стандартну похибку коефіцієнта регресії за допомогою емпіричного фактичного середньоквадратичного відхилення й емпіричної дисперсії на один ступінь вільності, використовуючи розподіл

Провівши розрахунок, ми отримали що:

- залишкова сума квадратів $S_1 = \sum (Y_i - Y_{pi})^2 = 4,19$;
- регресійна сума квадратів $S_2 = \sum (Y_i - Y_c)^2 = 32,99$;
- коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,873$.

На підставі кореляційного аналізу залежності, що розглядалась, отримано рівняння

$$R = f(i, t) = 0,11 i + 0,0033 t + 1,94. \quad (2.8)$$

При цьому отримано коефіцієнт кореляції $r = 0,934$ та коефіцієнт Фішера $F = 3,59$.

Скористаємося аналогічним статистичним розрахунком, який використали в попередньому розрахунку. Для статистичного розрахунку застосуємо багатofакторний аналіз, а саме двохфакторний, тому що розглядають залежність $E = f(i, t)$. Отже, маємо 20 спостережень, два чинника та рівень значущості $\alpha = 0,05$.

Вихідні дані до статичного аналізу зводимо до табл. 2.9.

Таблиця 2.9 – Вихідні дані для статистичного аналізу результатів експериментів

$i, \%$	$t, \text{дїб}$	$E = Y_1$	$i = X_1$	$t = X_2$	Y_1	Y_{1p}	Y_p
0	28	190	0,00	28	190	244,689	244,689
5	28	210	5,00	28	210	280,039	280,039
10	28	250	10,00	28	250	315,389	315,389
15	28	304	15,00	28	304	350,739	350,739
20	28	342	20,00	28	342	386,089	386,089
0	90	310	0,00	90	310	259,491	259,491
5	90	335	5,00	90	335	294,841	294,841
10	90	360	10,00	90	360	330,191	330,191
15	90	405	15,00	90	405	365,541	365,541
20	90	450	20,00	90	450	400,891	400,891
0	365	370	0,00	365	370	325,142	325,142
5	365	383	5,00	365	383	360,492	360,492
10	365	420	10,00	365	420	395,842	395,842
15	365	480	15,00	365	480	431,192	431,192
20	365	500	20,00	365	500	466,542	466,542
0	730	413	0,00	730	413	412,279	412,279
5	730	425	5,00	730	425	447,629	447,629
10	730	445	10,00	730	445	482,979	482,979
15	730	500	15,00	730	500	518,329	518,329
20	730	530	20,00	730	530	553,679	553,679

Визначаємо невідомі параметри a_0, a_1, a_2 рівняння множинної лінійної регресії. В результаті розрахунку отримали, що $a_0=238, a_1=7,07, a_2=0,24$.

Отже рівняння має такий вигляд

$$E = f(i, t) = 7,07 i + 0,24 t + 238. \quad (2.9)$$

З одержаного рівняння видно, що зі збільшенням проценту хвостів, що використовують, збільшується модуль деформації ґрунтоцементу, і навпаки. Крім того, чим більше величина коефіцієнта регресії, тим значніше вплив пояснюючої змінної на залежну змінну.

В даному випадку величина коефіцієнта регресії a_1 більше, ніж величина коефіцієнта a_2 , отже, процент збільшення хвостів у ґрунтоцементу, що використовують, має значно більший вплив ніж термін тужавіння.

Розрахункове значення критерію Фішера $F_{роз.} = 33,61$.

Визначаємо оцінку статистичної значущості коефіцієнтів регресії a_1 і a_2 по t -критерію, $t_{крит} = 2,11$.

Оскільки критична величина t -статистики, визначена за статистичними таблицями для рівня значущості $\alpha = 0,05$, дорівнює $t_{крит} = 2,11$, що більше за абсолютною величиною, то нульова гіпотеза не відкидається.

Проводимо розрахунок залишкової та регресійної суми квадратів:

- залишкова сума квадратів $S_1 = \sum (Y_i - Y_{pi})^2 = 34777,73$;
- регресійна сума квадратів $S_2 = \sum (Y_i - Y_c)^2 = 172293,8$;
- коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,798$.

На підставі кореляційного аналізу залежності, що розглядається, отримано рівняння

$$E = f(i, t) = 7,07 i + 0,24 t + 238. \quad (2.10)$$

При цьому коефіцієнт кореляції $r = 0.893$, а критерій Фішера $F = 3,59$.

Результати лабораторних досліджень механічних характеристик ґрунтоцементу з ґрунту 1 від вмісту піску, представлено у табл. 2.10.

Таблиця 2.10 – Осереднені нормативні дані для ґрунтоцементу при різному вмісті піску та терміні тужавіння 28 діб, 90 діб, 1 рік, 2 роки

Вміст піску i , %	Вологість W , % (коефіцієнт варіації V)	Щільність скелету ρ_d , т/м ³ (коефіцієнт варіації V)	Міцність R , МПа (коефіцієнт варіації V)	Модуль деформації E , МПа (коефіцієнт варіації V)	Кореляційні рівняння залежностей: $R = f(i)$; $E = f(i)$ (коефіцієнт кореляції r)
Термін тужавіння – 28 діб					
0	29,2 (0,10)	1,36 (0,09)	2 (0,10)	190 (0,14)	$R = 0,04i + 1,92$ $(r = 0,96)$; $E = 4,94i + 185$ $(r = 0,99)$
5	29,3 (0,11)	1,36 (0,1)	2,03 (0,10)	205 (0,13)	
10	29,34 (0,12)	1,365 (0,11)	2,3 (0,11)	230 (0,14)	
15	29,6 (0,08)	1,363 (0,09)	2,58 (0,10)	262 (0,13)	
20	28,9 (0,10)	1,37 (0,09)	2,75 (0,09)	285 (0,17)	
Термін тужавіння – 90 діб					
0	29,6 (0,08)	1,355 (0,09)	2,9 (0,1)	310 (0,14)	$R = 0,08i + 1,92$ $(r = 0,96)$; $E = 5,38 i + 301,6$ $(r = 0,95)$
5	29,4 (0,10)	1,36 (0,09)	2,95 (0,09)	315 (0,14)	
10	29 (0,09)	1,365 (0,08)	3,3 (0,11)	340 (0,14)	
15	29,1 (0,07)	1,37 (0,08)	3,9 (0,10)	390 (0,15)	
20	29 (0,09)	1,38 (0,10)	4,5 (0,11)	412 (0,18)	
Термін тужавіння – 1 рік					
0	28,7 (0,06)	1,36 (0,05)	3,3 (0,10)	370 (0,13)	$R = 0,086i + 3,18$ $(r = 0,94)$; $E = 3,4i + 367$ $(r = 0,98)$
5	28,9 (0,08)	1,36 (0,06)	3,5 (0,10)	380 (0,14)	
10	28,7 (0,07)	1,365 (0,05)	3,92 (0,12)	400 (0,12)	
15	27,72 (0,08)	1,37 (0,07)	4,6 (0,14)	420 (0,16)	
20	27,8 (0,07)	1,375 (0,09)	5,3 (0,14)	472 (0,15)	
Термін тужавіння – 2 роки					
0	27,5 (0,09)	1,355 (0,08)	4,15 (0,12)	413 (0,11)	$R = 0,1i + 4,17$ $(r = 0,95)$; $E = 4,7i + 400,2$ $(r = 0,92)$
5	27,3 (0,09) (0,08)	1,36 (0,07)	4,5 (0,16)	415 (0,12)	
10	27,2 (0,08)	1,37 (0,07)	5,4 (0,15)	435 (0,10)	
15	27,4 (0,1)	1,39 (0,08)	5,8 (0,12)	470 (0,14)	
20	27,6 (0,10)	1,4 (0,09)	6,0 (0,1)	503 (0,13)	

Як видно за табл. 2.10 щільність скелету ґрунтоцементу ρ_d зі збільшенням вмісту піску дещо збільшується, та практично не змінюється протягом терміну тужавіння ґрунтоцементу. Вологість із часом змінюється не суттєво.

За даними табл. 2.10 побудовано графіки залежності міцності ґрунтоцементу та модуля деформації від вмісту піску (рис. 2.12 і рис. 2.13 відповідно).

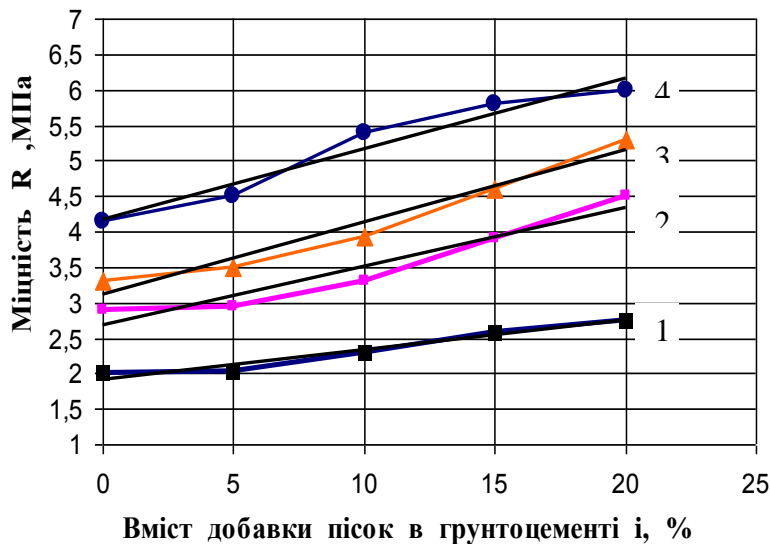


Рис. 2.12 – Залежність міцності R , МПа, ґрунтоцементу від умісту піску при терміні тужавіння: 1– 28 діб; 2 – 90 діб; 3 – 1 рік; 4 – 2 роки

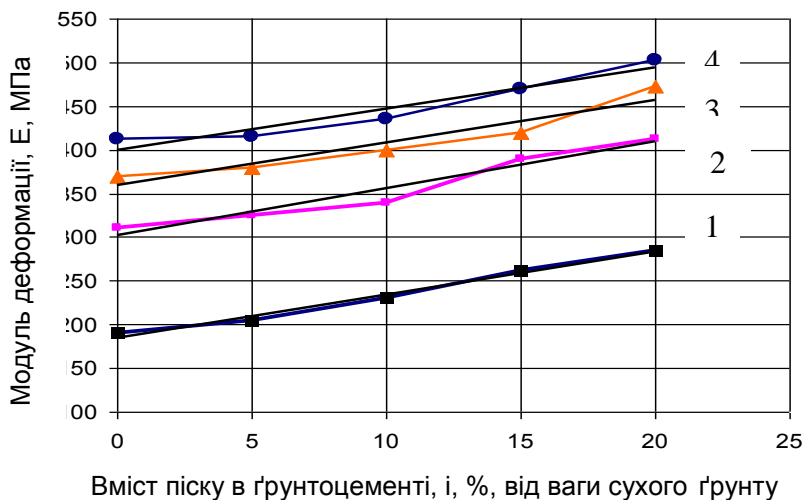


Рис. 2.13 – Залежність модуля деформації ґрунтоцементу від умісту піску при терміні тужавіння: 1– 28 діб; 2 – 90 діб; 3 – 1 рік; 4 – 2 роки

Аналізуючи отримані графіки (рис. 2.12, рис. 2.13), можна визначити, що при збільшенні терміну тужавіння за лінійним законом зростає міцність і модуль деформації; при збільшенні вмісту хвостів і піску за лінійним законом зростає міцність і модуль деформації. Кореляційні рівняння для даних графіків при різному терміні тужавіння наведено в табл. 2.10. Отримані коефіцієнти апроксимації рівнянь також за значенням наближаються до одиниці, що свідчить про адекватність лінійного закону для залежностей, що розглядаються.

Для статистичного розрахунку застосуємо багатофакторний аналіз, а саме двохфакторний, тому що розглядається залежність $R=f(i,t)$. Отже, маємо 20 спостережень, два фактори та рівень значущості $\alpha=0,05$. Далі скористуємося методикою, яка була наведена вище. Із графіків видно, що зі збільшенням проценту піску, збільшується міцність ґрунтоцементу, й навпаки. Крім того, чим більше величина коефіцієнта регресії, тим значніше вплив пояснюючої змінної на залежну змінну. В даному випадку величина коефіцієнта регресії a_1 більше, ніж величина коефіцієнта a_2 , отже, процент збільшення піску в ґрунтоцементі, що використовували, робить значно більший вплив ніж термін тужавіння.

Розрахункове значення критерію Фішера склало $F_{роз} = 62,33$. Критичне значення $F_{крит}$ визначають зі статистичних таблиць, для рівня значущості $\alpha = 0,05$ воно дорівнює 3,59. Оскільки $F_p > F_{крит}$, то нульова гіпотеза відкидається, і одержане рівняння регресії приймається статистично значущим. (Гіпотеза про адекватність моделі підтвердилася).

Визначаємо оцінку статистичної значущості коефіцієнтів регресії a_1 і a_2 по t-критерію, $t_{крит} = 2,11$.

Оскільки критичне значення t-статистики, визначене за статистичними таблицями для рівня значущості $\alpha = 0,05$, складає $t_{крит} = 2,11$ і є більшим за абсолютною величиною, то нульова гіпотеза не відкидається. Проводимо розрахунок залишкової та регресійної суми квадратів:

- залишкова сума квадратів $S_1 = \sum (Y_i - Y_{pi})^2 = 3,45$;
- регресійна сума квадратів $S_2 = \sum (Y_i - Y_c)^2 = 28,75$;
- коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,880$.

На підставі кореляційного аналізу залежності, що розглядається, отримано рівняння

$$R = f(i, t) = 0,08 i + 0,0035 t + 1,91, \quad (2.11)$$

При цьому коефіцієнт кореляції складає $r = 0,938$, а критерій Фішера $F = 3,59$.

Для статистичного розрахунку модуля деформації застосовуємо багатофакторний аналіз, а саме двохфакторний, тому що розглядається залежність $E = f(i, t)$. Отже, маємо 20 спостережень, два фактори та рівень значущості $\alpha = 0,05$. Визначаємо невідомі параметри a_0, a_1, a_2 рівняння множинної лінійної регресії. В результаті розрахунку отримали що: $a_0 = 235,39$, $a_1 = 5,02$, $a_2 = 0,25$.

Отже рівняння має такий вигляд

$$E = f(i, t) = 5,02 i + 0,25 t + 235,39. \quad (2.12)$$

З одержаного рівняння видно, що зі збільшенням проценту піску, збільшується й модуль деформації ґрунтоцементу, і навпаки. Крім того, чим більше величина коефіцієнта регресії, тим значніше вплив пояснюючої змінної на залежну змінну. В даному випадку величина коефіцієнта регресії a_1 більша, ніж значення коефіцієнта a_2 , отже, процент збільшення піску в ґрунтоцементі, що використовується, робить значно більший вплив ніж термін тужавіння.

Проводимо розрахунок залишкової та регресійної суми квадратів:

- залишкова сума квадратів $S_1 = \sum (Y_i - Y_{pi})^2 = 36103,07$;
- регресійна сума квадратів $S_2 = \sum (Y_i - Y_c)^2 = 155820,55$;
- коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,768$;
- коефіцієнт кореляції $r = 0,876$;
- критерій Фішера $F = 3,59$.

Результати експерименту з виявлення впливу добавок ґрунтоцементу, зокрема піску й хвостів, при дослідженні широкого діапазону зміни добавок (0, 5, 10, 15, 20%), на механічні характеристики ґрунтоцементу, виготовленого з покривного лесованого суглинку з числом пластичності $I_p = 14\%$ (ґрунт 1), дозволяють зробити наступні висновки:

– залежність між міцністю на стиск R і модулем деформації E та вмістом добавки (пісок, хвости) має лінійний характер;

– при збільшенні терміну тужавіння ґрунтоцементу до двох років міцність і модуль деформації E зростають, при цьому інтенсивність зростання приходить на 90 діб;

– застосування в якості добавок хвостів і піску збільшує механічні характеристики ґрунтоцементу, тому їх доцільно використовувати, при цьому більш ефективним є використання хвостів.

Вібрування рухливої ґрунтоцементної суміші. Цемент і вода в заданій кількості перемішували до отримання одно рідного стану, так званого, цементного молока з водоцементним відношенням $В/Ц = 0,6$. Уміст портландцементу М 400 складав 20% від маси сухого ґрунту. Потім у розчин додавали фіксовану кількість ґрунту (ґрунт 1) певної вологості та отриману суміш перемішували вручну шпателем на протязі 5 хвилин для досягнення однорідності (рис. 2.14). Готову ґрунтоцементну суміш укладали у кубічні металеві форми з розмірами граней 100 мм. Для створення певного запасу рідкого ґрунтоцементу до металевих форм встановлювали додаткову насадку висотою 200 мм (рис. 2.14).



Рис. 2.14 – Формування кубика з додатковою насадкою: а – початок формування; б – кінець формування; в, г – зрізання надлишку ґрунтоцементу

Вібрування, наповнених рухливим ґрунтоцементом металевих форм, проводили на стандартному лабораторному вібростенді (рис. 2.15,а). Стенд створював динамічну дію з частотою коливань $n = 50$ Гц і амплітудою коливань під навантаженням $A = 0,5$ мм. Виготовляли кубики партіями із заданою початковою вологістю ґрунту $W = 0,18; 0,23$ і $0,30$. При постійному значенні $W/C = 0,6$ цементного розчину, водоцементне відношення ґрунтоцементної суміші зразків відповідно складало $В/Ц = 1,5; 1,75$ та $2,1$. У кожній партії виготовляли 8 серій по 12 зразків, тобто виготовлено 96 зразків. Разом для трьох значень початкової вологості ґрунту (партій) було виготовлено 288 зразків [27].

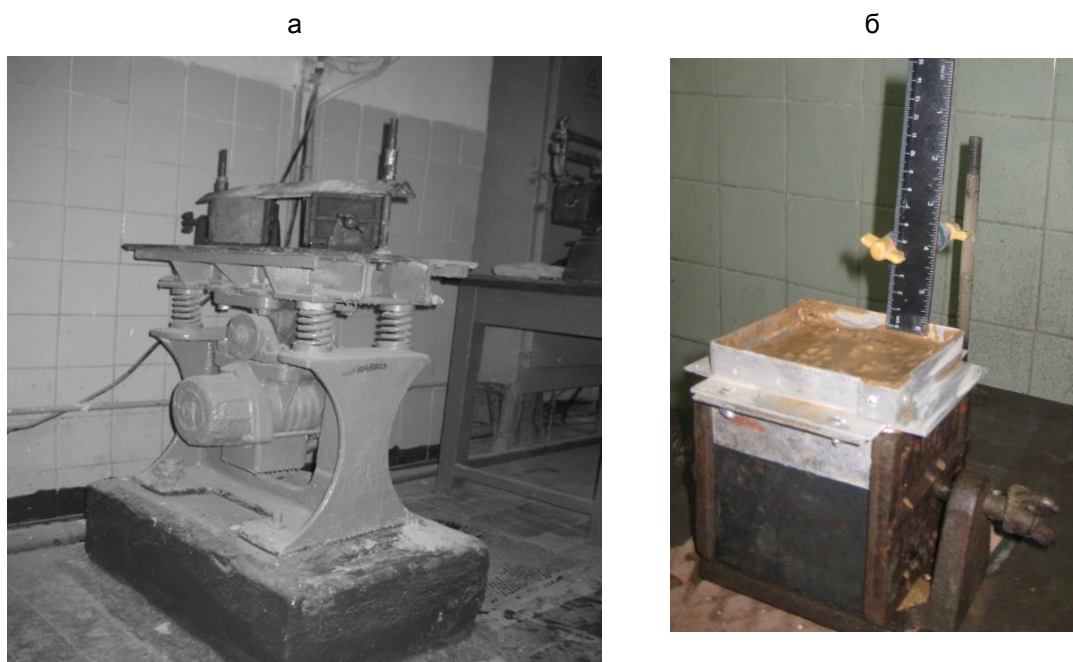


Рис. 2.15 – Комплект обладнання для вібрування зразків ґрунтоцементу: а – лабораторний вібростенд; б – форма з насадкою та вимірювальним пристроєм

Кожна серія складалась з 12 зразків, 6 з яких після виготовлення і вібрування зберігали у вологому середовищу 28 діб, а інші 6 – зберігали у таких умовах 150 діб. Для усіх 12 зразків серії прийнято однакові умови формування: I серія – без вібраційної дії на рідку ґрунтоцементну суміш; II – вібрування на стенді на протязі 60 секунд; III – вібрування на стенді на протязі 120 секунд; IV – вібрування на стенді на протязі 180 секунд; V – вібрування на стенді на протязі 240 секунд; VI – вібрування на стенді (див. рис 2.15, а) на протязі 300 секунд; VII – вібрування на стенді на протязі 360 секунд; VIII – вібрування на стенді на протязі 420 секунд. Внаслідок вібрування ґрунт у формі осідав, що проілюстровано рис. 2.15, б.

По завершенню процесу вібрування насадку знімали, а зразок зачищали за розмірами форми. При цьому відбирали зразки для визначення вологості суміші. Після цього форму з ґрунтоцементною сумішшю зважували для подальшого визначення щільності матеріалу, за критерій якої приймали щільність скелету суміші ρ_d . Усі дані прямих визначень і розрахунків фізичних характеристик ґрунтоцементної суміші заносили до таблиці, приклад якої для партії з початковою вологістю суглинку $W = 0,18$ при 60 секундах вібрування, наведено у табл. 2.11.

Таблиця 2.11 – Показники фізичних властивостей ґрунтоцементної суміші з суглинку з початковою вологістю $W = 0,18$ при 60 секундах вібрування

№№ п/п.	Характеристики ґрунтоцементної суміші до вібрування			Характеристики ґрунтоцементної суміші після вібрування (60 с)		
	вологість, W	щільність, ρ , г/см ³	щільність скелету, ρ_d , г/см ³	вологість, W	щільність, ρ , г/см ³	щільність скелету, ρ_d , г/см ³
1	0,303	1,928	1,48	0,241	1,908	1,53
2	0,312	1,915	1,49	0,24	1,869	1,495
3	0,28	1,92	1,50	0,246	1,833	1,503
4	0,282	1,969	1,472	0,274	1,977	1,56
5	0,29	1,904	1,496	0,21	1,942	1,543
6	0,31	1,919	1,442	0,261	1,903	1,56
середнє значення	0,296	1,93	1,48	0,245	1,905	1,53
Коеф. v ,	0,043	0,012	0,013	0,08	0,024	0,017

Такі дії проводилися для кожної партії з 24 серій зразків ґрунтоцементу, усереднені дані для яких наведені у табл. 2.4.

На другу добу форми розбирали, а кубики складали до ємності, засипали піском, який насичували водою так, щоб вона постійно знаходилась на рівні його поверхні. Тим самим забезпечували тривале зберігання зразків ґрунтоцементу у вологому середовищі. За даними табл. 2.12 побудовано графіки (див. рис. 2.16).

Як свідчать наведені графіки, зі збільшенням водоцементного відношення ґрунтоцементної суміші щільність скелету ґрунтоцементу знижується. Цей факт можливо пояснити безпосередньо процесом утворення ґрунтоцементу. Частина води, яка спочатку входила до складу ґрунтоцементної суміші, прийняла участь у реакції гідратації цементу, а надлишок води сформував пористу структуру матеріалу. Слід відмітити, що за даними табл. 2.11 і 2.12 не можна однозначно визначити частину води, що витрачена на гідратацію цементу. Через те, що процес тужавіння ґрунтоцементу проходив у водному середовищу, вірогідне підсмоктування води зовні. Саме цим явищем можливо пояснити зростання міцності ґрунтоцементу фундаментів у часі на протязі років.

Таблиця 2.12 – Осереднені показники для ґрунтоцементу з суглинку (ґрунт 1) внаслідок вібрації

№№ серій	W/C суміші	Вологість суміші, W	Час вібрації, t, с	Щільність скелету $\rho_d, \text{т/м}^3$	Коефіцієнт варіації, V
1	1,48	0,296	0	1,48	0,05
2	1,31	0,263	60	1,53	0,05
3	1,28	0,257	120	1,54	0,04
4	1,28	0,257	180	1,54	0,03
5	1,24	0,251	240	1,55	0,03
6	1,21	0,245	300	1,56	0,05
7	1,24	0,251	360	1,55	0,04
8	1,31	0,263	420	1,53	0,04
9	1,75	0,35	0	1,38	0,08
10	1,53	0,308	60	1,44	0,06
11	1,46	0,295	120	1,46	0,07
12	1,39	0,28	180	1,48	0,05
13	1,35	0,276	240	1,49	0,07
14	1,39	0,28	300	1,48	0,07
15	1,42	0,29	360	1,47	0,08
16	1,46	0,295	420	1,46	0,08
17	2,1	0,42	0	1,19	0,08
18	1,93	0,398	60	1,23	0,12
19	1,68	0,36	120	1,29	0,06
20	1,56	0,32	180	1,32	0,09
21	1,51	0,315	240	1,33	0,06
22	1,64	0,335	300	1,30	0,07
23	1,72	0,35	360	1,28	0,12
24	1,76	0,36	420	1,27	0,07

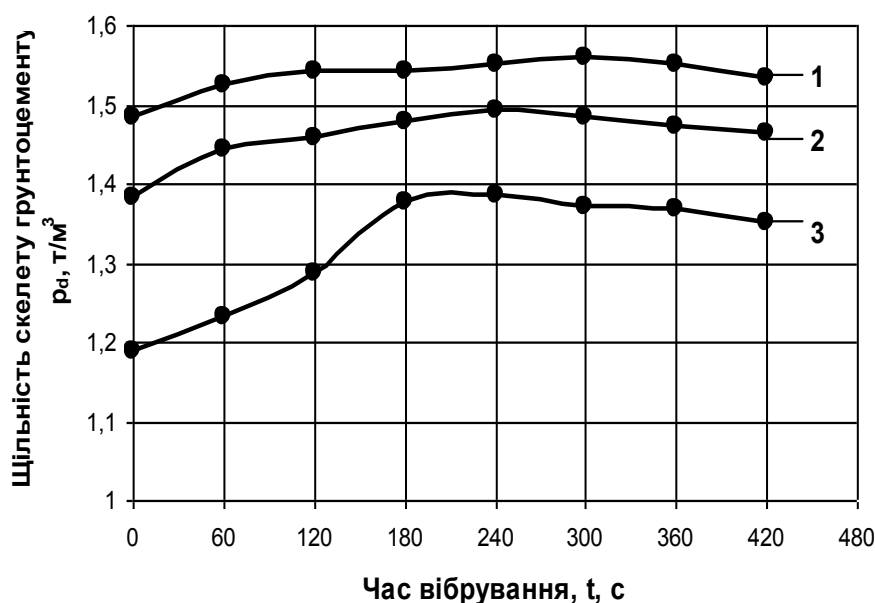


Рис. 2.16 – Залежність щільності скелету ґрунтоцементу з суглинку від часу вібрації зразків на вібростенді при W/C: 1 – 1,5; 2 – 1,75; 3 – 2,1

Пік збільшення щільності ґрунтоцементу внаслідок його вібрації припадає на 300 с, але далі зі збільшенням часу вібраційної дії розпочинається процес розшарування ґрунтоцементної суміші, що призводить до зниження щільності ґрунтоцементу. З аналізу даних експерименту з економічної точки зору встановлено, що щільність зразків при часі прикладення вібраційної дії у 300 с порівняно з 180 с коливається від 0,7 до 7% залежно від вологості ґрунту. Та витрати на використану електроенергію при 300 с значно більші, ніж при 180 с. Отже більш економічно вигідно формувати зразки 180 с.

Слід відзначити також, що інтенсивність дії вібрування рухливого ґрунтоцементу (відносне збільшення щільності матеріалу внаслідок вібрування) найбільша при водоцементному відношенні $W/C = 2,1$. Це явище підтверджує висновок про те, що ущільнення ґрунтоцементу вібруванням проходить за рахунок витиснення води з пор.

За методикою, що була викладена вище, були сформовані зразки з пилюватого однорідного піску (ґрунт 5). Усі дані прямих визначень і розрахунків фізичних характеристик ґрунтоцементної суміші занесли до таблиці, приклад якої для партії з початковою вологістю суглинистого ґрунту $W = 0,30$ при 60 секундах вібрування, наведена у табл. 2.3.

Таблиця 2.13 – Фізичні властивості ґрунтоцементної суміші з пилюватого однорідного піску

№№ п/п.	Характеристики ґрунтоцементної суміші до вібрування			Характеристики ґрунтоцементної суміші після вібрування (60 с)		
	вологість, W	щільність, ρ , г/см ³	щільність скелету, ρ_d , г/см ³	вологість, W	щільність, ρ , г/см ³	щільність скелету, ρ_d , г/см ³
1	0,301	2,19	1,7	0,249	2,23	1,69
2	0,297	2,24	1,67	0,253	2,18	1,72
3	0,297	2,08	1,69	0,248	2,24	1,68
4	0,296	2,20	1,68	0,255	2,17	1,71
5	0,299	2,15	1,67	0,256	2,21	1,71
6	0,298	2,23	1,67	0,256	2,23	1,69
середнє значення	0,298	2,18	1,68	0,253	2,21	1,7
Коеф. v ,	0,053	0,011	0,02	0,065	0,03	0,018

Такі підрахунки виконано для кожної серії з 14 та наведено у табл. 2.14. За даними табл. 2.14 побудовано графіки на рис. 2.17.

При порівнянні графіків (рис. 2.16, 2.17) видно, що криві, котрі описують щільність зразків ґрунтоцементу на основі мілкового однорідного піску (рис. 2.17), мають кращі показники щільності, ніж криві для зразків з глинистого ґрунту. Пік щільності зразків ґрунтоцементу з пилюватого однорідного піску припадає на 120 с.

Таблиця 2.14 – Усереднені показники для ґрунтоцементу з пилюватого однорідного піску після вібрації

№№ серій	W/C суміші	Вологість суміші, W	Час вібрації, t , с	Щільність скелету ρ_d , т/м ³	Коефіцієнт варіації, v
1	2,1	0,298	0	1,68	0,04
2	1,87	0,253	60	1,70	0,05
3	1,82	0,243	120	1,73	0,04
4	1,835	0,247	180	1,70	0,04
5	1,805	0,241	240	1,69	0,05
6	1,77	0,234	300	1,68	0,05
9	1,75	0,23	0	1,70	0,08
10	1,74	0,228	60	1,72	0,06
11	1,7	0,22	120	1,79	0,08
12	1,58	0,20	180	1,80	0,06
13	1,575	0,195	240	1,77	0,07
14	1,55	0,19	300	1,76	0,07

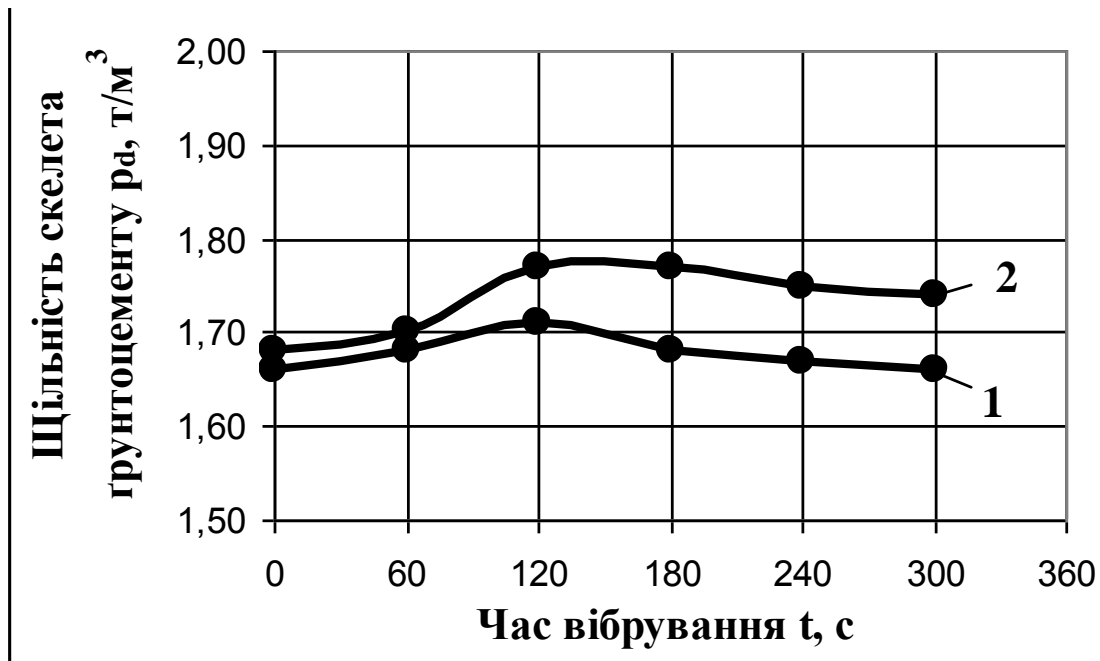


Рис. 2.17 – Залежність щільності скелета ґрунтоцементу з піску від часу вібрації зразків на вібростенді при В/Ц: 1 – 2,1; 2 – 1,75

Для ґрунтоцементу не існує нормативів із визначення їх міцності, тому за основу методики випробування ґрунтоцементу на міцність прийнято ДСТУ Б В.2.7-14:2009 «Бетони, методи визначення міцності за контрольними зразками їх випробували на лабораторному пресі на одновісне стиснення». Відповідно до прийнятої методики зразки перед випробуваннями оглядали з метою визначення можливих дефектів. Для цього їх візуально оглядали для виявлення наявності дефектів у вигляді околів ребер, раковин і чужорідних включень. Зразки, які мали тріщини, околи ребер завглибшки більше 10 мм, раковини діаметром більше 10 мм і завглибшки більше 5 мм, а також сліди розшарування та недоущільнення ґрунтоцементної суміші випробуванням не підлягали. На зразках вибирали й позначали грані, до яких мають прикладатись зусилля під час навантаження (вибирали так, щоб стискаюча сила під час випробувань була спрямована паралельно до шарів укладання ґрунтоцементної суміші в формі); лінійні розміри зразків вимірювали з похибкою не більше 1%.

Для випробувань зразків на осьове стиснення використано універсальну машину для випробувань конструкцій ГМС-50 (рис. 2.18), шкала навантажень А якої мала поділ від 0 до 100 кН. Робочий хід рухомої траверси здійснюється за допомогою гідравлічного приводу і має довжину 265 мм. Величину прикладеного зусилля виміряли за допомогою маятникового гідравлічного динамометру. Додатково деформацію зразку визначали за допомогою індикатора годинникового типу.

Випробування проводили партіями після терміну тужавіння 28 і 150 діб, у такій послідовності: рухому частину машини піднімали на 20-30 мм вище зразка, перевіряли й встановлювали робочу стрілку на нуль. Механічним приводом підводили рухому траверсу до упору зразка у верхню опору машини і проводили навантаження зразка до руйнування.

За результатами дослідів визначали міцність ґрунтоцементу R , МПа. Зі зруйнованого кубика відбирали пробу на вологість ґрунтоцементу W , а щільність скелета ґрунтоцементу ρ_d , т/м³, визначали за результатами обмірювання та зважування зразка до руйнування. Усі перелічені дані занесено до табл. 2.15.



Рис. 2.18 – Випробовування дослідних зразків на осьове стиснення

У табл. 2.16 наведено узагальнені результати, отримані внаслідок вібрування рідкого ґрунтоцементу. За даними спостережень вібрування викликало осідання поверхні ґрунтоцементу в формах, при цьому із суміші ґрунтоцементу виділялася вода. Цей процес привів до збільшення щільності скелету ґрунтоцементу ρ_d , на 5 – 11% в залежності від початкових значень, що у свою чергу викликало збільшення міцності ґрунтоцементу у віці 28 діб на 39 – 28%.

При статистичній обробці результатів залежності щільності ґрунтоцементу від часу вібрування та співвідношення води до цементу у суміші встановлено рівняння

$$\rho_d = 1,69 - 0,0869 \cdot (W / C)^2 + 0,00017 \cdot t . \quad (2.13)$$

Коефіцієнт кореляції для даного рівняння склав $r = 0,90$, а критерій Фішера $F_{крит.} = 5,78$, $t_{крит.} = 2,83$ (значення критерію Стьюдента), при рівні значимості $\alpha = 0,01$.

За результатами даних табл. 2.15 побудовано графіки (див. рис. 2.19), з яких видно, що зі збільшенням водоцементного відношення ґрунтоцементної суміші щільність скелету ґрунтоцементу знижується.

Отже, наведені вище дані про склад піску, методику виготовлення зразків та їх випробовування на одновісний стиск використано для визначення кубикової міцності ґрунтоцементу.

Були проведені дослідження для визначення фізико-механічних властивостей ґрунтоцементу, який виготовлено з кварцового пилюватого однорідного піску (ґрунт 5). Результати цих досліджень наведено у табл. 2.17.

Таблиця 2.15 – Усереднені показники для ґрунтоцементу з суглинку внаслідок тужавіння

W/C суміші	Вологість суміші, W	Час вібрування, t , с	Щільність скелету ρ_d , т/м ³	Вологість W , після випробування на міцність		Міцність, R , МПа / коефіцієнт варіації, ν	
				28 діб тужавіння	150 діб тужавіння	28 діб тужавіння	150 діб тужавіння
1,48	0,296	0	1,48	0,260	0,240	2,33/0,17	7,05/0,05
1,31	0,263	60	1,53	0,250	0,245	3,19/0,14	7,6/0,05
1,28	0,257	120	1,54	0,250	0,240	3,52/0,11	9,44/0,04
1,28	0,257	180	1,54	0,380	0,242	4,02/0,10	9,51/0,03
1,24	0,251	240	1,55	0,245	0,240	3,85/0,13	9,41/0,03
1,21	0,245	300	1,56	0,235	0,240	4,20/0,09	9,57/0,05
1,24	0,251	360	1,55	0,247	0,241	3,94/0,15	8,7/0,04
1,31	0,263	420	1,53	0,245	0,242	3,70/0,09	8,6/0,04
1,75	0,35	0	1,38	0,270	0,265	2,45/0,20	5,56/0,08
1,53	0,308	60	1,44	0,265	0,260	3,26/0,19	6,1/0,06
1,46	0,295	120	1,46	0,270	0,262	3,63/0,15	6,93/0,07
1,39	0,28	180	1,48	0,270	0,262	4,08/0,09	7,83/0,05
1,35	0,276	240	1,49	0,265	0,261	4,04/0,09	7,73/0,07
1,39	0,28	300	1,48	0,270	0,262	4,32/0,15	8,22/0,07
1,42	0,29	360	1,47	0,270	0,262	4,13/0,11	7,71/0,08
1,46	0,295	420	1,46	0,265	0,262	3,47/0,13	7,45/0,08
1,85	0,37	0	1,24	0,265	0,264	2,43/0,19	5,07/0,09
1,59	0,317	60	1,40	0,263	0,263	3,29/0,13	5,53/0,06
1,52	0,304	120	1,42	0,268	0,263	3,48/0,16	6,27/0,04
1,48	0,295	180	1,44	0,270	0,265	3,97/0,08	6,56/0,03
1,56	0,312	240	1,44	0,265	0,263	3,90/0,11	6,58/0,07
1,62	0,324	300	1,45	0,270	0,264	4,13/0,03	7,06/0,05
1,54	0,307	360	1,44	0,265	0,265	3,80/0,12	6,53/0,07
1,55	0,310	420	1,41	0,265	0,267	3,59/0,17	6,31/0,06
2,1	0,42	0	1,19	0,280	0,288	2,50/0,19	5,05/0,08
1,93	0,398	60	1,23	0,290	0,293	3,15/0,17	5,63/0,12
1,68	0,36	120	1,29	0,280	0,291	3,52/0,12	6,17/0,06
1,56	0,32	180	1,32	0,290	0,292	4,18/0,07	6,47/0,09
1,51	0,315	240	1,33	0,295	0,295	4,01/0,07	6,36/0,06
1,64	0,335	300	1,30	0,296	0,296	4,44/0,12	6,66/0,07
1,72	0,35	360	1,28	0,295	0,295	4,15/0,13	6,36/0,12
1,76	0,36	420	1,27	0,296	0,292	3,60/0,09	6,18/0,07

Таблиця 2.16 – Вплив вібрування на характеристики ґрунтоцементу з суглинку

Серія	Водоцементне відношення, W/C		Щільність скелету ґрунтоцементу, ρ_d , т/м ³		Вологість суміші, W		Кубкова міцність, у віці 28 діб R , МПа	
	до (0 с)	після (180 с)	до (0 с)	після (180 с)	до (0 с)	після (180 с)	до (0 с)	після (180 с)
1	1,48	1,21	1,48	1,56	0,296	0,245	2,33	4,02
2	1,75	1,35	1,38	1,49	0,35	0,276	2,45	4,08
3	1,85	1,48	1,24	1,44	0,37	0,295	2,43	3,97
4	2,1	1,51	1,19	1,33	0,42	0,315	2,5	4,18

Як витікає з проведених досліджень (табл. 2.17) для пилюватого однорідного піску зразки після вібрування мають покращені фізико-механічні показники порівняно зі зразками, отриманими без вібрування. Найкращі їхні значення, отримані при прикладенні вібраційної дії протягом 120 с, наведено у табл. 2.18.

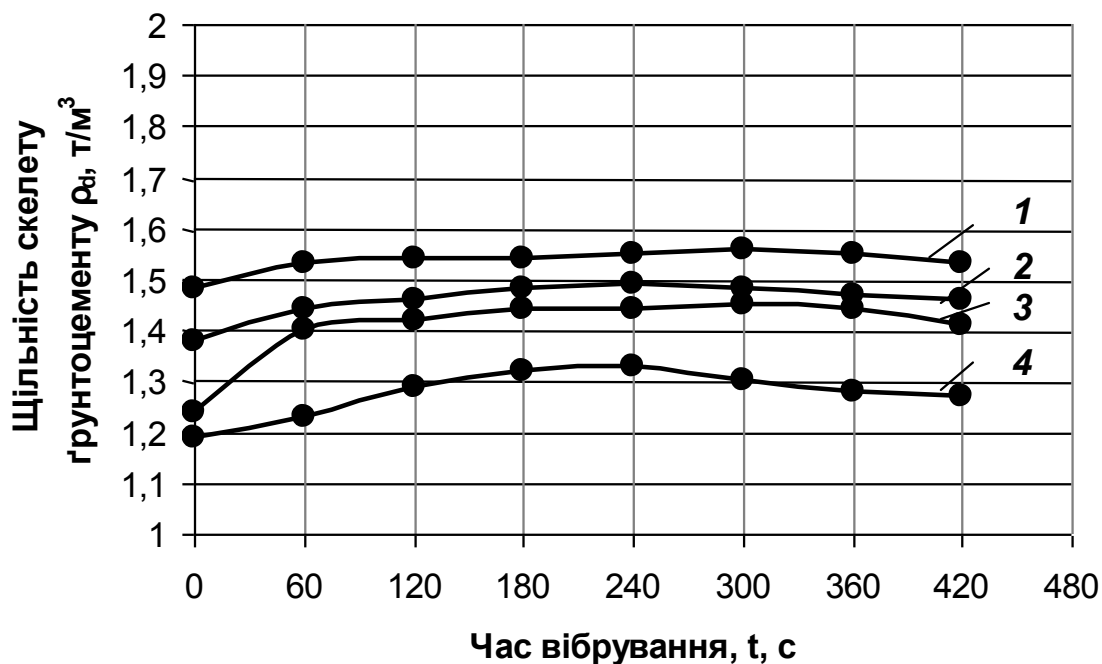


Рис. 2.19 – Залежність щільності ґрунтоцементу з суглинку від часу вібрації при В/Ц: 1 – 1,48; 2 – 1,75; 3 – 1,85; 4 – 2,1. Термін тужавіння 150 діб

Таблиця 2.17 – Усереднені показники для зразків ґрунтоцементу після 28 діб тужавіння, тип ґрунту – пилюватий однорідний пісок (ґрунт 5)

В/Ц суміші	Час вібродії t, с	Щільність скелету ρ_d , т/м ³	Вологість, W	Кубкова міцність R, МПа	Коефіцієнт варіації, ν
2,1	0	1,66	0,14	3,00	0,063
2,1	60	1,68	0,12	3,82	0,039
2,1	120	1,71	0,11	4,30	0,065
2,1	180	1,68	0,11	3,95	0,051
2,1	240	1,67	0,11	3,62	0,069
2,1	300	1,66	0,11	3,35	0,063
1,75	0	1,68	0,15	3,56	0,06
1,75	60	1,7	0,13	4,13	0,082
1,75	120	1,77	0,12	4,96	0,053
1,75	180	1,77	0,12	4,74	0,033
1,75	240	1,75	0,11	4,61	0,093
1,75	300	1,74	0,11	3,78	0,044

Таблиця 2.18 – Порівняння фізико-механічних характеристик зразків ґрунтоцементу із пилюватого однорідного піску (термін тужавіння 28 – діб)

Серія	Щільність скелета зразків ґрунтоцементу ρ_d , т/м ³		Вологість W		Кубикова міцність R, МПа	
	без вібрації	вібрації 120 с	без вібрації	вібрації 120 с	без вібрації	вібрації 120 с
1	1,66	1,71	0,14	0,11	3,00	4,30
2	1,68	1,77	0,15	0,12	3,56	4,96

Після статистичної обробки результатів експерименту залежності міцності ґрунтоцементу від часу вібрації t та водоцементного співвідношення W/C у суміші встановлено рівняння

$$R = 0,83 + 0,72 \cdot (W/C)^2 + 0,0019 \cdot t. \quad (2.14)$$

Коефіцієнт кореляції для цього рівняння склав $r = 0,81$, критерій Фішера $F_{крит.}=6,93$, $t_{крит.}=3,05$, при рівні значимості $\alpha = 0,01$.

Співставлення результатів лабораторних досліджень ефекту вібрування ґрунтоцементу з глинистих і піщаних ґрунтів проведено на рис. 2.20 і рис. 2.21.

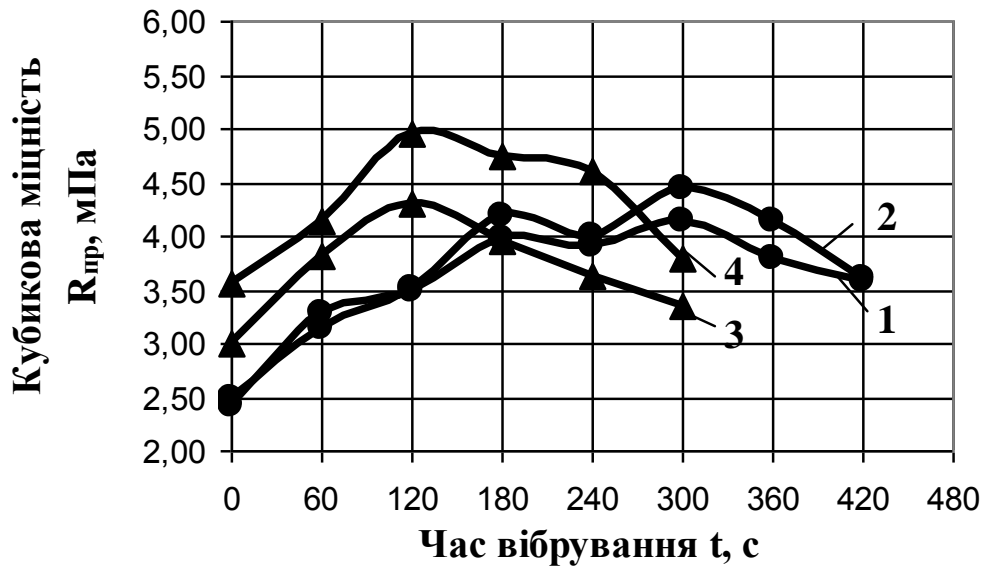


Рис. 2.20 – Залежність міцності зразків ґрунтоцементу від часу вібрування (термін тужавіння – 28 діб): 1 – із глинистого ґрунту з В/Ц = 2,1; 2 – із глинистого ґрунту з В/Ц = 1,75; 3 – із піщаного однорідного піску В/Ц = 2,1; 4 – із піщаного однорідного піску з В/Ц = 1,75

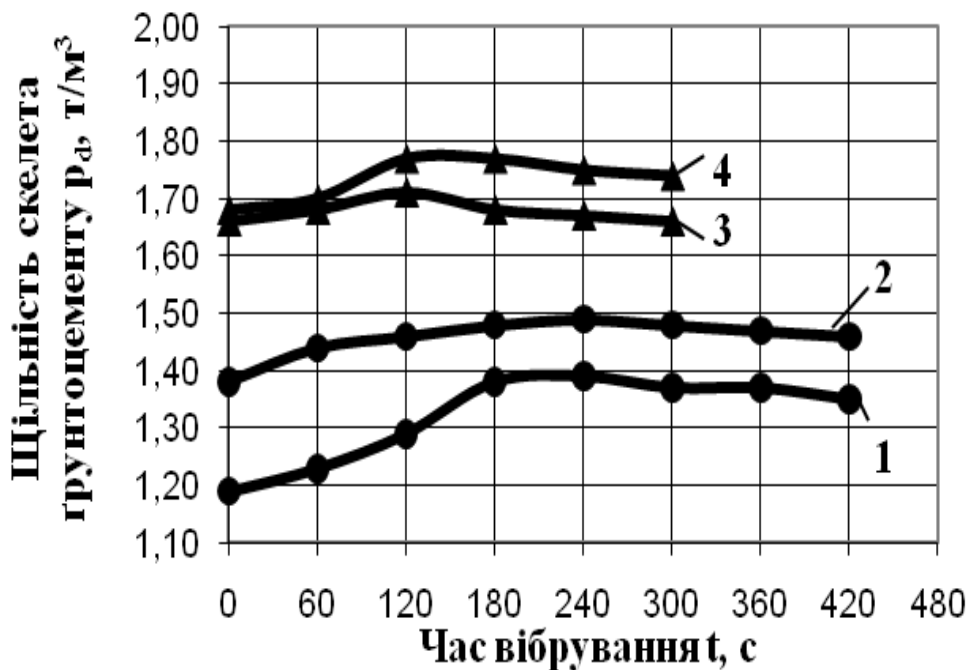


Рис. 2.21 – Залежність щільності скелета зразків ґрунтоцементу від часу вібрування (термін тужавіння – 28 діб): 1 – із глинистого ґрунту з В/Ц = 2,1; 2 – із глинистого ґрунту з В/Ц = 1,75; 3 – із піщаного однорідного піску з В/Ц = 2,1; 4 – із піщаного однорідного піску з В/Ц = 1,75

Із графіків (рис. 2.20 і рис. 2.21) видно, що криві 3 і 4, котрі описують міцність зразків ґрунтоцементу на основі піщаного однорідного піску, мають кращі показники міцності, ніж криві 1 і 2 для зразків з глинистого ґрунту. Початкові показники кубикової міцності для зразків ґрунтоцементу із

пилуватого однорідного піску при 0 с прикладення вібраційного впливу більші на 23,46% і 42,4%, ніж показники для зразків із глинистого ґрунту відповідно при В/Ц = 2,1 та 1,75. Максимальна кубикова міцність досягається при прикладенні вібраційного впливу протягом 120 с для зразків із пилуватого однорідного піску й 300 с для зразків із глинистого ґрунту. Максимальна кубикова міцність зразків із пилуватого однорідного піску на 4 та 10,5% вище від міцності зразків з глинистого ґрунту при В/Ц = 2,1 та В/Ц = 1,75 відповідно. Щільність скелета зразків ґрунтоцементу з глинистого ґрунту на 16 – 28% нижче, ніж з пилуватого однорідного піску.

Вплив часу на механічні властивості ґрунтоцементу. Встановлено [11, 26, 32], що тужавіння ґрунтоцементу за умов вологого та нормально вологого зберігання відбувається тривалий час (до 2 – 3 років). При цьому слід враховувати, що при повітряно-сухих умовах зберігання ґрунтоцементу величини характеристик міцності його зменшуються за 2 роки у середньому в 1,5 – 2 рази. Це пояснюється як карбонізацією $\text{Ca}(\text{OH})_2$ з вуглекислим газом повітря, так і припиненням тужавіння суміші внаслідок недостатньої кількості вологи, потрібної для гідратації цементу. Тому застосування ґрунтоцементу доцільне у нестійких вологих і водонасичених ґрунтах (пливуні, слабкі водонасичені глинисті ґрунти, пухкі водонасичені піски, мули, заторфовані ґрунти тощо). Слід також враховувати той факт, що при влаштуванні ґрунтоцементної палі по висоті її влаштування (у межах довжини ланки бурової труби – 8 м) ґрунтоцементна суміш постійно перемішується так, що перемішуються й усі пройдені ІГЕ. Тому ґрунтоцемент палі – це суміш усіх шарів, які вона перетинає [11].

Дослідження механічних характеристик ґрунтоцементу проводили у лабораторних умовах. В якості ґрунту для виготовлення ґрунтоцементу прийнятий покривний лесований суглинок (ґрунт1), Зразки ґрунтоцементу виготовляли циліндричної форми діаметром і висотою 30 мм. Використовували портландцемент М400. Було виготовлено серію зразків з кількістю цементу 5; 10; 15; 20; 25; 30; 35% від ваги сухого ґрунту. Їх тужавіння проходило у водному середовищі. Випробовування зразків проводили на одновісний стиск, за даними якого визначали міцність R і модуль деформації E . Зразки досліджували для термінів тужавіння 10; 28; 90; 365; 730 діб. Кожне визначення характеристик ґрунтоцементу проводили у 6 – 8-кратній повторності (табл. 2.19).

За результатами проведених випробувань побудовано графіки залежності міцності ґрунтоцементу від вмісту цементу і терміну тужавіння (рис. 2.22). Відповідне рівняння встановлено за методикою багатofакторного статистичного аналізу.

Із графіків видно, що зі збільшенням терміну тужавіння збільшується міцність ґрунтоцементу і навпаки. Крім того, чим більше величина коефіцієнта регресії, тим значніше вплив пояснюючої змінної на залежну змінну. В даному випадку величина коефіцієнта регресії a_1 більша за величину коефіцієнта a_2 , отже термін тужавіння ґрунтоцементу, що використовувався, робить значно більший вплив ніж процент збільшення цементу в ґрунтоцементі. Розрахункове значення критерію Фішера $F_{розр.} = 97,00$.

Величину критичного значення $F_{крит.} = 3,29$ визначали за статистичними таблицями для рівня значущості $\alpha = 0,05$. Оскільки $F_{розр.} > F_{крит.}$, то нульову гіпотезу було відкинуто, й одержане рівняння регресії приймали статистично значущим. (Гіпотеза про адекватність моделі підтвердилась).

Визначаємо оцінку статистичної значущості коефіцієнтів регресії a_1 і a_2 по t -критерію, $t_{крит.} = 2,04$.

Оскільки критичне значення t -статистики, визначене за статистичними таблицями для рівня значущості $\alpha = 0,05$, складає $t_{крит.} = 2,04$, є більшим за абсолютною величиною, то нульову гіпотезу не відкидали.

Таблиця 2.19 – Осереднені нормативні дані для ґрунтоцементу при різному терміні тужавіння та вмісті цементу 5, 10 15, 20, 25, 30, 35% від ваги сухого ґрунту

Термін тужавіння, діб	Вологість W , % (коефіцієнт варіації V)	Щільність скелету, ρ_d , т/м ³ (коефіцієнт варіації V)	Міцність R , МПа (коефіцієнт варіації V)	Модуль деформації E , МПа (коефіцієнт варіації V)
при вмісті цементу 5% від ваги сухого ґрунту				
10	26,1 (0,12)	1,36 (0,09)	0,54 (0,1)	125 (0,11)
28	25,9 (0,10)	1,365 (0,11)	0,595 (0,12)	135 (0,12)
90	26,1 (0,10)	1,36 (0,09)	1,027 (0,11)	134,7 (0,14)
365	26,1 (0,10)	1,365 (0,09)	1,25 (0,11)	175,7 (0,12)
730	26,1 (0,10)	1,36 (0,09)	1,5 (0,12)	200 (0,12)
при вмісті цементу 10% від ваги сухого ґрунту				
10	25,8 (0,11)	1,36 (0,8)	1,19 (0,11)	145 (0,12)
28	25,8 (0,11)	1,37 (0,10)	1,43 (0,13)	165 (0,14)
90	25,5 (0,11)	1,37 (0,1)	2 (0,10)	255,7 (0,13)
365	25,1 (0,11)	1,37 (0,11)	2,5 (0,2)	235 (0,11)
730	25,3 (0,11)	1,37 (0,11)	2,8 (0,11)	280 (0,13)
при вмісті цементу 15% від ваги сухого ґрунту				
10	25,9 (0,11)	1,365 (0,07)	1,75 (0,13)	227,5 (0,13)
28	25,2 (0,11)	1,38 (0,12)	2,5 (0,11)	319,5 (0,15)
90	25,0 (0,12)	1,378 (0,11)	3,7 (0,12)	350 (0,14)
365	25,4 (0,13)	1,37 (0,10)	8,5 (0,13)	420 (0,12)
730	25,4 (0,12)	1,37 (0,11)	9,1 (0,12)	450 (0,12)
при вмісті цементу 20% від ваги сухого ґрунту				
10	25,8 (0,09)	1,37 (0,01)	1,92 (0,14)	315,5 (0,14)
28	25,4 (0,07)	1,38 (0,13)	3 (0,13)	339 (0,16)
90	25,1 (0,08)	1,38 (0,09)	5 (0,12)	487,5 (0,13)
365	25,8 (0,12)	1,38 (0,08)	9,35 (0,11)	500 (0,16)
730	25,5 (0,10)	1,38 (0,12)	9,69 (0,12)	550 (0,13)
при вмісті цементу 25% від ваги сухого ґрунту				
10	25,2 (0,10)	1,38 (0,09)	3,00 (0,12)	338,3 (0,16)
28	25,7 (0,07)	1,38 (0,09)	3,75 (0,1)	368 (0,15)
90	24,9 (0,10)	1,385 (0,09)	6,2 (0,07)	500 (0,17)
365	25,9 (0,13)	1,38 (0,08)	9,7 (0,13)	528 (0,17)
730	25,2 (0,10)	1,38 (0,13)	10 (0,07)	607 (0,11)
при вмісті цементу 30% від ваги сухого ґрунту				
10	25,7 (0,09)	1,38 (0,1)	3,15 (0,13)	385 (0,16)
28	25,7 (0,09)	1,39 (0,11)	4,35 (0,12)	470 (0,12)
90	24,7 (0,08)	1,39 (0,09)	7,7 (0,12)	560 (0,14)
365	25,7 (0,14)	1,39 (0,09)	10,5 (0,11)	638 (0,15)
730	25,1 (0,09)	1,39 (0,11)	11 (0,12)	650 (0,12)
при вмісті цементу 35% від ваги сухого ґрунту				
10	25,4 (0,11)	1,385 (0,11)	4,20 (0,15)	450 (0,14)
28	25,4 (0,11)	1,39 (0,10)	6,2 (0,13)	560 (0,14)
90	24,4 (0,10)	1,392 (0,09)	10 (0,09)	700 (0,14)
365	25,8 (0,13)	1,39 (0,10)	12 (0,12)	700 (0,13)
730	25,7 (0,11)	1,39 (0,13)	12,5 (0,09)	725 (0,14)

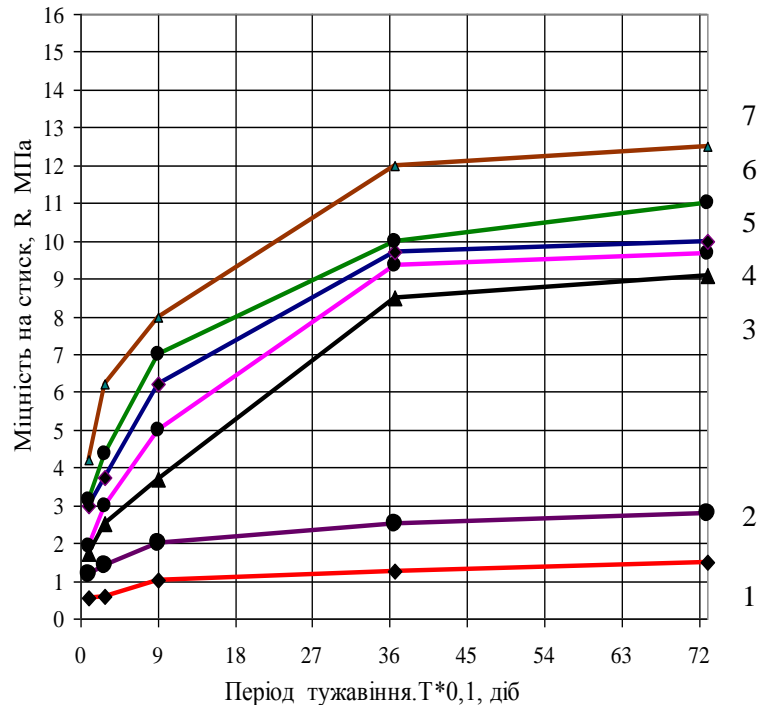


Рис. 2.22 – Залежність міцності R , МПа, ґрунтоцементу від терміну тужавіння при різному вмісті цементу: 1 – 5%; 2 – 10%; 3 – 15%; 4 – 20%; 5 – 25%; 6 – 30%; 7 – 35%

Проводимо розрахунок залишкової та регресійної суми квадратів:

- залишкова сума квадратів $S_1 = \sum (Y_i - Y_{pi})^2 = 69,79$;
- регресійна сума квадратів $S_2 = \sum (Y_i - Y_c)^2 = 492,41$;
- коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,858$.

На підставі кореляційного аналізу залежності, що розглядалася, отримано рівняння

$$R = f(t, l) = 1,47 \ln t + 0,26 i - 6,57. \quad (2.15)$$

При цьому коефіцієнт кореляції склав $r = 0,926$, а критерій Фішера $F = 3,29$.

За результатами проведених випробувань побудовано графіки залежності модуля деформації ґрунтоцементу від вмісту цементу і терміну тужавіння (рис. 2.23). З цих графіків видно, що зі збільшенням терміну тужавіння збільшується й модуль деформації ґрунтоцементу і навпаки.

Для статистичного розрахунку застосовано двохфакторний аналіз тому, що розглядається залежність $E = f(t, i)$. Отже, маємо 35 спостережень, два фактори та рівень значущості $\alpha = 0,05$. Розрахункове значення критерію Фішера склало $F_{розр.} = 281,67$.

Величина критичного значення $F_{крит.}$ визначалась за статистичними таблицями. Для рівня значущості $\alpha = 0,05$ вона дорівнює 3,59. Оскільки $F_p > F_{крит.}$, то нульову гіпотезу відкинута, й одержане рівняння регресії прийнято статистично значущим (гіпотеза про адекватність моделі підтвердилася).

Визначаємо оцінку статистичної значущості коефіцієнтів регресії a_1 і a_2 по t-критерію, $t_{крит.} = 2,04$. Оскільки критичне значення t-статистики, визначене по статистичних таблицях для рівня значущості $\alpha = 0,05$, рівне $t_{крит.} = 2,04$, більше за абсолютною величиною, то нульову гіпотезу не відкинута.

Проводимо розрахунок залишкової та регресійної суми квадратів:

- залишкова сума квадратів $S_1 = \sum (Y_i - Y_{pi})^2 = 58299,34$;
- регресійна сума квадратів $S_2 = \sum (Y_i - Y_c)^2 = 1084615,66$.
- коефіцієнт детермінації $R^2 = 0,946$.

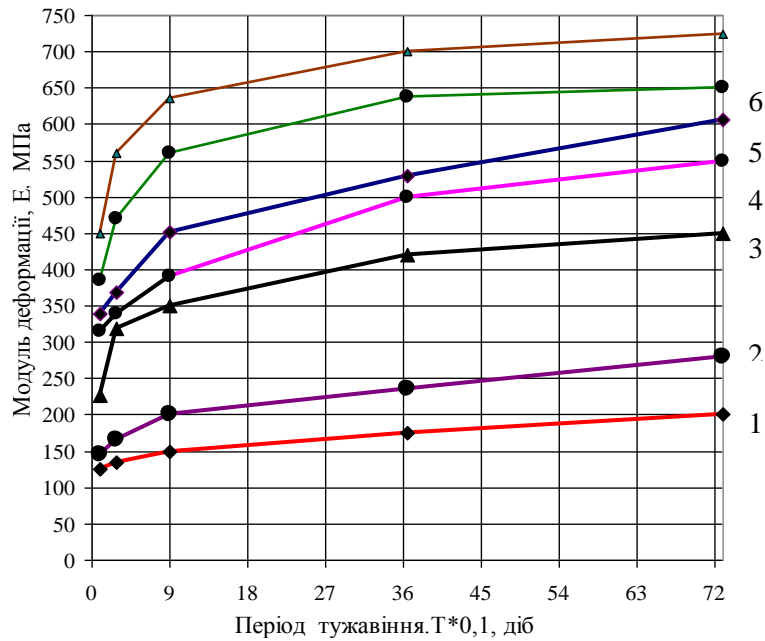


Рис. 2.23 – Залежність модуля деформації ґрунтоцементу E , МПа від терміну тужавіння при різному вмісті цементу: 1 – 5%; 2 – 10%; 3 – 15%; 4 – 20%; 5 – 25%; 6 – 30%; 7 – 35%

На підставі кореляційного аналізу залежності, що розглядалася, отримано рівняння

$$E = f(i, t) = 48.44 \ln t + 15.31 i - 127.61. \quad (2.16)$$

При цьому коефіцієнт кореляції склав $r = 0.973$, а критерій Фішера $F = 3,29$.

Результати експерименту з виявлення впливу терміну тужавіння при дослідженні широкого діапазону зміни кількості цементу (5–35%) на механічні характеристики (R і E) ґрунтоцементу, виготовленого з покривного лесованого суглинку з числом пластичності $I_p = 14\%$ (ґрунт №1), дозволили зробити такі висновки:

- встановлені шляхом статистичної обробки залежності між механічними характеристиками ґрунтоцементу та терміном тужавіння мають логарифмічний вигляд, при цьому інтенсивність зростання приходить на 90 та 365 діб з підвищенням щільності ρ_d ;
- зі збільшенням терміну тужавіння міцність і модуль деформації збільшується. Коефіцієнт кореляції для цих залежностей при різному терміні тужавіння знаходиться в межах $r = 0,93 - 0,99$.

Водоцементне відношення ґрунтоцементної суміші. Зразки ґрунтоцементу виготовляли циліндричної форми діаметром 32 мм і довжиною 64 мм. Використовували портландцемент М400. Було виготовлено три серії зразків з різною початковою вологістю ґрунту: $W = 22, 26, 30\%$. У кожній серії зразки виготовляли при 5, 10, 15, 20, 25, 30% цементу від ваги сухого ґрунту. Тужавіння зразків проходило у водному середовищі.

Випробування зразків проводили на одноосьовий стиск, за даними якого визначали призмову міцність σ_{bn} та модуль деформації E .

Зразки досліджували для термінів тужавіння 10, 18 і 90 діб. Кожне визначення характеристик ґрунтоцементу проводили у 4-8 кратній повторності.

У табл. 2.20 наведено осереднені дані для зразків, які були виготовлені при вмісті цементу 25% і випробувані при терміні тужавіння у воді 90 діб.

Залежність (1) може бути представлена у вигляді, наведеному на рис. 2.24 за умови, що $\rho_d = const$.

Таблиця 2.20 – Осереднені дані для ґрунтоцементу при вмісті цементу 25% через 90 діб тужавіння

Первісна вологість суміші W , %	Водоцементне відношення, В/Ц	Щільність скелету, ρ_d , т/м ³	Коефіцієнт пористості, e	Вологість, W , %	Модуль деформації E , МПа	Міцність, R , МПа
42,7	1,72	1,28-1,34	1,1-1,0	29-31	500	4,0
35	1,52	1,43-1,46	0,874-0,835	26-27	730	6
31	1,4	1,49-1,53	0,798-0,75	22-24	900	8

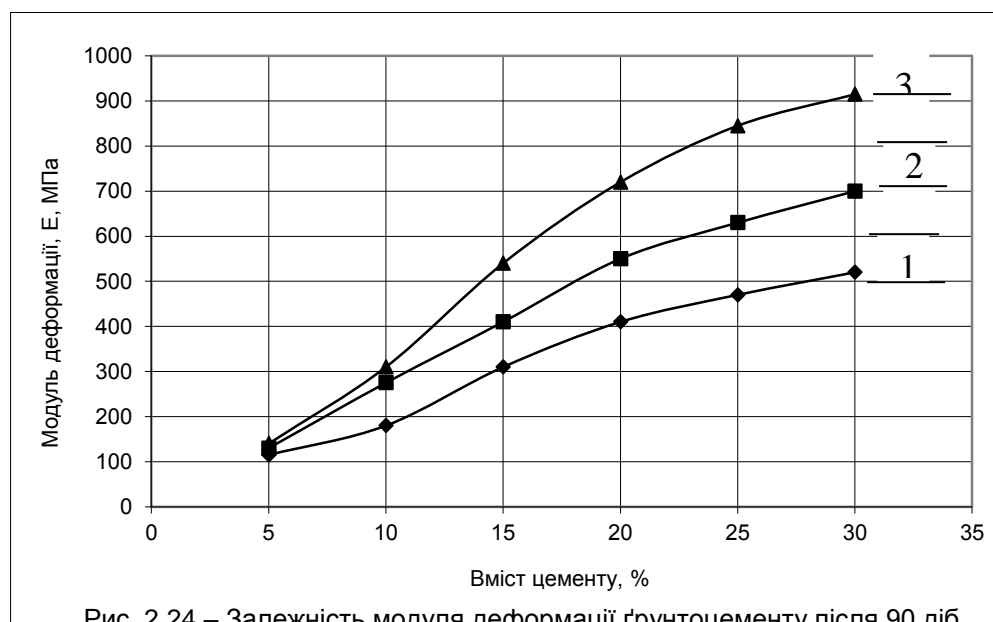


Рис. 2.24 – Залежність модуля деформації ґрунтоцементу після 90 діб тужавіння у воді від вмісту цементу при водоцементному відношенні В/Ц: 1 - 1,72; 2 - 1,52; 3 - 1,4

Аналіз наведених даних дозволяє зробити такі основні висновки, що коли ґрунтом при виготовленні ґрунтоцементу є покривний лесоподібний суглинок з числом пластичності $I_p = 14\%$, то:

- щільність скелету ґрунтоцементу при бурозмішувальному способі його виготовлення залежить переважно від водоцементного відношення суміші;
- величину водоцементного відношення суміші «ґрунт – цемент – вода» формує природна вологість ґрунту, максимальне її значення характерне для ґрунтів, які нижчі рівня ґрунтових вод;
- модуль деформації E та призмova міцність σ_{bn} ґрунтоцементу, який виготовлено з покривного лесованого суглинка, зменшуються удвічі при його розташуванні нижче рівня ґрунтових вод; при цьому перехідна зона починається на 1-1,5 м вище цього рівня;
- залежність між модулем деформації E (призмovaю міцністю σ_{bn}) та щільністю скелету ρ_d ґрунтоцементу має лінійний характер, при цьому інтенсивність збільшення модуля E росте з підвищенням щільності ρ_d ;
- підвищення механічних характеристик ґрунтоцементу в залежності від вмісту цементу уповільнюється після досягнення величини у 20%, тобто цей вміст слід вважати оптимальним при використанні ґрунтоцементу для армування ґрунту.

Водонепроникність і водостійкість ґрунтоцементу. Відомо, що ґрунтоцемент, який виготовлено за бурозмішувальною технологією, має пористість, яка близька до пористості ґрунту природного складу. Цей факт породив хибну думку про те, що і проникність ґрунтоцементу близька до природного ґрунту. З цих міркувань актуально дослідити водонепроникність ґрунтоцементу за

стандартними методами для подальшого прогнозування можливості виникнення баражного ефекту на масивах, які закріплені ґрунтоцементом [3, 40].

Ґрунтоцемент являє складну багатофазну систему, яка складається з ґрунту, що має полідисперсний і полімінеральний склад, і цементуючої речовини, що з'єднує частинки ґрунту в моноліт. Гель, який виділяється при гідратації цементу, просочує ґрунт та заповнює його пори.

На відміну від бетонів ґрунтоцемент має значно більшу пористість. Якщо пористість бетонів складає декілька процентів і пори утворюються, переважно, у застиглому цементному камені, то в ґрунтоцементі залишкова пористість може складати 20–30% і вище. Встановлено, що в ґрунтоцементі переважають ультрамікропори. Крім того, внаслідок перемішування суміші і наступного гідролізу цементу при тужавінні виникає так звана «закрита пористість», тобто пори ґрунтоцементу більшістю не зв'язані між собою. Все це робить матеріал практично водонепроникним. Характер пор, який утворюється у бетоні, залежить від цілого ряду факторів і в першу чергу від щільності матеріалу та процесу його твердіння, а також від складу використаного цементу. Так, більш якісний бетон за водонепроникністю може бути отриманий на пуцоланових портландцементях; з технологічної позиції ефективним способом отримання водонепроникного бетону є його ущільнення.

Вивчати ґрунтоцемент як будівельний матеріал почали приблизно з 30-х рр. ХХ ст. Було доведено доцільність застосування монолітного ґрунтоцементу для укладання в ядро накидних дамб та улаштування облицювання зрошувальних каналів. Встановлено, що глинистий ґрунт до закріплення з коефіцієнтом фільтрації $K_f = n \cdot 10^{-3}$ см/с, після закріплення його цементом (на 2-гу добу після виготовлення) має $K_f = n \cdot 10^{-8} - n \cdot 10^{-10}$ см/с, тобто він стає практично водонепроникним. Для цементно-глинистих матеріалів коефіцієнт фільтрації складає $K_f = n \cdot 10^{-7} - n \cdot 10^{-8}$ см/с, в той час як для цементних – $K_f = n \cdot 10^{-4} - n \cdot 10^{-5}$ см/с [7].

При дослідженні властивостей ґрунтоцементу виникає питання: якими методами проводити ці дослідження? Чи вважати ґрунтоцемент близьким за характеристиками до бетонів, чи до ґрунтів? При дослідженні водонепроникних властивостей бетонів слід користуватись діючими стандартами і виконувати дослідження за «микрою плямою» чи експрес-методами. Якщо розглядати ґрунтоцемент як ґрунт, що змінений під хіміко-фізичним впливом, тоді для нього згідно стандарту потрібно визначити коефіцієнт розм'якшення у воді K_{sof} .

З метою визначення характеристик водонепроникності ґрунтоцементу на дослідному майданчику з лесованого суглинку (ґрунт 1) було виготовлено вертикальні ґрунтоцементні елементи діаметром 200 мм і довжиною 2,5 м. Кількість портландцементу М400 – 20% від ваги сухого ґрунту, водоцементне відношення В/Ц = 1. Після виготовлення зразки зберігали 28 діб у вологих умовах.

Водонепроникність бетонів визначали в лабораторних умовах за методом «микрої плями». Для цього використовують прилад, наведений на рис. 2.25. Водонепроникність оцінюють максимальним тиском води, при якому ще не спостерігається її просочування крізь зразок. Перед випробуванням зразки витримували у приміщенні лабораторії протягом доби. Після встановлення зразків у гнізда установки до них прикладали тиск водою. Марку бетону по водонепроникності приймали за табл. 2.21.

Таблиця 2.21 – Марка бетону по водонепроникності за «микрою плямою»

Водонепроникність серії зразків, МПа	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
Марка бетону по водонепроникності W	2	4	6	8	10	12



Рис. 2.25 – Прилад для випробувань зразків методом «мокрої плями»

Паралельно водонепроникність зразків ґрунтоцементу визначали експрес-методом оцінювання повітропроникності пристроєм ВВ-2 типу «Агама» (рис. 2.26). Даний прилад використовується для прискореного визначення водонепроникності ґрунтоцементу. Цей метод ґрунтується на наявності експериментальної залежності між повітропроникністю поверхневих шарів ґрунтоцементу та його водонепроникністю.



Рис. 2.26 – Прилад ВВ-2 прискореного визначення водонепроникності

При застосуванні приладу в якості параметру, який характеризує повітропроникність, використовується значення часу, за яке тиск в камері пристрою падає на певну величину. Діапазон показників вакуумметра приладу ВВ-2 $0 \dots 1$ кгс/см²; маса пристрою – 4 кг.

Згідно зі стандартами повітропроникність бетону визначається за результатами випробувань серії із 6 зразків-кубів розмірами ребра 150 мм чи циліндрів діаметром 150 мм та висотою не менше 100 мм. Випробування проводять при температурі повітря від +1 до +40°C. Протягом двох діб до моменту

випробування поверхня бетону не повинна піддаватися дії води чи іншої рідини. Поверхні, на яких будуть проводитись випробування, повинні бути очищені від поверхневої плівки цементного каменю. У зоні контакту фланцю камери з поверхнею бетону не повинно бути раковин глибиною більше 1 мм та діаметром більше 6 мм, а також виступів більше 1 мм і видимих тріщин.

Випробування проводять у наступній послідовності.

1. Встановлюють камеру на вибраній та підготовленій ділянці зразка та притискають пристрій до поверхні двома руками, створюючи необхідний тиск притиснення $\sigma = 0,05$ МПа.

2. Вакуум-насосом в камері створюють розрідження до значення $\sigma = 0,075 - 0,08$ МПа.

3. Знімають кінець шлангу, встановлюють на штуцер заглушку та спостерігають за показниками вакуумметра падіння тиску до значення $\sigma_{01} = - 0,060$ МПа. Даний тиск вважається тиском початкового розрідження. З цього моменту засікають час, за який тиск у камері падає до кінцевого розрідження $\sigma_n = - 0,054$ МПа.

Отримані значення часу t_i для досліджуваних зразків записують у порядку їх зростання та обчислюють середнє арифметичне значення часу двох середніх зразків (третього та четвертого) в якості параметру, який характеризує повітропроникність в серії зразків.

Водонепроникність бетону W визначають за таблицею «час – марка бетону за водонепроникністю» (табл. 2.22).

Таблиця 2.22 – Марка бетону за водонепроникністю для приладу ВВ-2

Діапазон t , с	Марка бетону за водонепроникністю W
41-59	2
60-87	4
88-126	6
127-183	8
184-261	10
262-387	12
388-561	14
562-814	16
815-1181	18
1182-1734	20

Для перевірки роботоздатності пристрою та підтвердження доцільності його застосування для зразків ґрунтоцементу, попередньо була визначена марка за водонепроникністю залізобетонної балки заводського виготовлення (рис. 2.27), яка за паспортом має марку W_2 .



Рис. 2.27 – Визначення повітропроникності бетонної балки

За результатами проведення шести випробувань час падіння тиску в камері для 3-го та 4-го випробування був наступний – 44 і 52 с, відповідно. Середнє арифметичне значення часу склало 48 с, що за табл. 2.22 відповідає марці бетону за водонепроникністю W2. Отже, даний пристрій можна застосовувати для визначення водонепроникності зразків.

Для визначення водонепроникності елемент ґрунтоцементу, діаметром 200 мм, який було відібрано на дослідному майданчику, розрізали на циліндри висотою по 150 мм. Далі поверхня була очищена з урахуванням усіх, вище викладених, вимог і було проведено 6 випробувань (рис. 2.28), результати яких наведено в табл. 2.23.

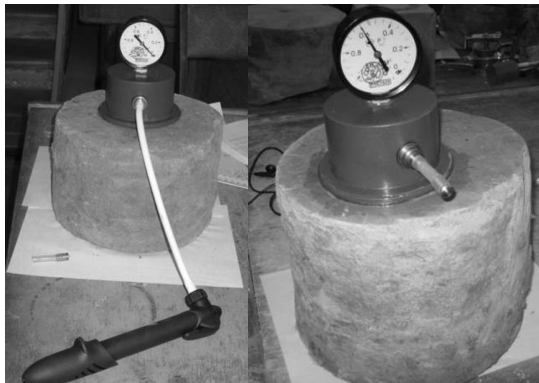


Рис. 2.28 – Дослідження повітропроникності ґрунтоцементу пристроєм ВВ-2

Таблиця 2.23 – Значення часу та марки для дослідних зразків ґрунтоцементу

№ зразка	Час t_i , с	Марка W
1	305,27	12
2	320,58	12
3	445,00	14
4	480,54	14
5	520,30	14
6	784,98	16

З урахуванням даних табл. 2.23 середнє арифметичне значення часу падіння тиску в камері для 3-го та 4-го випробувань складає $t = 463$ с, що відповідає марці по водонепроникності для бетонів W14. Якщо марку по водонепроникності визначати за середньоарифметичним значенням часу падіння тиску в камері всіх проведених досліджень (в нашому випадку – 6-ти), то за даними табл. 2.23 $t_{\text{сер}} = 476$ с, що відповідає марці по водонепроникності W14. Коефіцієнт варіації, визначений в результаті проведення статистичної обробки даних методом найменших квадратів, для даного випробування склав $V = 0,11$. Значення коефіцієнту варіації відповідає загальним уявленням для ґрунтів. Це підтверджує, що ґрунтоцемент має досить високу водостійкість.

Слід зазначити наступне: для того, щоб виготовити бетон марки за водонепроникністю W14, в нього необхідно не лише додати спеціальні гідрофобні добавки, але й суворо дотримуватись технології виготовлення бетону з цією добавкою. Всі ці заходи значно збільшують собівартість такого бетону, який сам по собі вже є дорожчим, ніж ґрунтоцемент.

Оскільки ґрунтоцемент розглядається також як **зміцнений ґрунт**, то для оцінювання його водостійкості потрібно визначати коефіцієнт розм'якливості у воді. Згідно зі стандартом за коефіцієнтом розм'якливості ґрунти поділяють на нерозм'якливі ($K_{\text{sof}} \geq 0,75$) та розм'якливі ($K_{\text{sof}} < 0,75$).

Далі з досліджених експрес-методом зразків ґрунтоцементу діаметром 200 мм і висотою 150 мм

було виготовлено кубики розмірами 7x7x7 см. Кубики було заміряно й поділено на дві серії по 6 штук: зразки 1-ої серії зберігали протягом 28 діб у воді; зразки 2-ої серії зберігали протягом 28 діб у повітряно-сухих умовах. Після прийнятого строку зберігання в заданих умовах зразки випробовували на одновісний стиск. За результатами випробувань для кожного зразка була визначена границя міцності ґрунту на одновісний стиск R_c – відношення навантаження, при якому виникає руйнування зразка, до площі первісного поперечного перерізу. Дані випробувань подано в табл. 2.24.

Таблиця 2.24 – Межа міцності на одновісний стиск зразків ґрунтоцементу R_c , МПа

№ зразка	R_c , МПа (повітряно-сухі)	R_c , МПа (водонасичені)
1	1,38	1,55
2	1,50	1,48
3	1,45	1,45
4	1,31	1,59
5	1,30	1,74
6	1,37	1,46
Середнє	1,39	1,54

Також для отриманих значень міцності ґрунтоцементу проведено статистичну обробку даних методом найменших квадратів. Коефіцієнт варіації для зразків, що зберігалися у повітряно-сухих умовах, склав $V = 0,057$; для зразків, що зберігалися у воді – $V = 0,092$. Отримані дані свідчать про однорідність ґрунтоцементу як матеріалу та високу точність проведення експерименту.

За даними табл. 2.24 коефіцієнт розм'якливості для зразків ґрунтоцементу, який виготовлений за бурозмішувальною технологією шляхом перемішування суглинку лесового просадочного та цементного розчину з кількістю цементу 20% від ваги сухого ґрунту, становить $K_{sof} = 1,54/1,39 = 1,11 > 0,75$.

Ці випробування ґрунтоцементу, як закріпленого ґрунту, на розм'якливість показали, що ґрунтоцемент не тільки не розмокає у воді, але і збільшує свою міцність. Цей факт підтверджується даними інших дослідників [40]. Якщо порівняти ґрунтоцемент із бетоном, то при зберіганні бетону у воді також спостерігається більш інтенсивне зростання міцності. Значною мірою це пояснюється тим, що у бетоні не утворюються пори від випаровування води, в яких тиск води направлений із бетону назовні. При водному зберіганні тиск направлений із зовнішнього середовища у бетон [36].

Висока марка ґрунтоцементу по водонепроникності та значення коефіцієнту розм'якливості, що більше одиниці, підтверджують той факт, що лесовий суглинок при закріпленні цементом набуває водостійкості. Як зазначено у роботі [40], така висока водостійкість при закріпленні такого ґрунту пов'язана з його мінералогічним складом. Дослідний лесований ґрунт відноситься до ґрунтів, які складені з мінералів групи каолініту, що володіють відносно невеликою дисперсністю та обмінною здатністю. Мінерали групи каолініту мають нерухому кристалічну решітку, обмінні реакції з продуктами гідролізу цементу проходять на поверхні ґрунтових частинок і закінчуються досить швидко – до початку твердіння цементу. Також вагомий вплив чинять обмінні катіони поглинального комплексу ґрунту. Саме карбонатні різновиди ґрунтів, як дослідний суглинок лесований, зміцнені цементом, мають високу міцність і водостійкість. Це пояснюється тим, що поглинальний комплекс таких ґрунтів насичений іонами кальцію, який сприяє коагуляції тонкодисперсних частинок. У результаті різко зменшується питома поверхня ґрунту й утворюється більш міцна його мікроструктура. Умови твердіння цементу в таких

ґрунтах найбільш сприятливі, бо дифузійний шар міцел наперед, до введення цементу, вже значною мірою насичений катіонами кальцію. Водневий показник карбонатних ґрунтів звичайно складає понад 8, що свідчить про наявність лужного середовища, сприятливого для твердіння цементу.

Проте отримана висока марка ґрунтоцементу за водонепроникністю характеризує лише високу водостійкість цього матеріалу. У розрахунках частіше використовують такий показник водопроникності як коефіцієнт фільтрації. За нормами кожній отриманій марці бетону за водонепроникністю відповідає певна величина коефіцієнту фільтрації. Та максимальна марка бетону за водонепроникністю, для якої визначено коефіцієнт фільтрації, становить $W12$, $- K_f = 6 \cdot 10^{-11}$ см/с і менше. Для дослідного суглинку лесованого, високопористого, просадочного коефіцієнт фільтрації складає $K_f = 0,58 \cdot 10^{-5} - 1,16 \cdot 10^{-4}$ см/с (0,05–0,1 м/добу). Тобто при закріпленні суглинку лесованого цементом у кількості 20% від ваги сухого ґрунту коефіцієнт фільтрації ґрунту зменшується в $10^6 - 10^7$ разів.

Вплив вмісту органічної речовини на міцність ґрунтоцементу. Залишається й питання можливості та ефективності застосування методу цементування основ, складених заторфованими ґрунтами (при відносному вмісті органічних речовин $10\% < I_R < 50\%$) і торфами ($I_R > 50\%$). Тому здійснено перевірку доцільності застосування методу цементації до заторфованих ґрунтів шляхом дослідження впливу факторів часу та вмісту органічної речовини на міцність ґрунтоцементу, виготовленого в лабораторних умовах [4, 5, 43]. Є ряд питань стосовно: ефективності використання ґрунтоцементу в заторфованих ґрунтах; характеристик ґрунтоцементного матеріалу, умов його приготування та особливостей руйнування при роботі як на стиск, так і на зріз; впливу вмісту цементу (в досліді прийнято до 35%), органічної речовини (в досліді – до 50%) та її якісного стану, часу (в досліді – до 2 років) і умов тужавіння на механічні властивості ґрунтоцементу.

Для досліді з характерних майданчиків м. Луцьку відібрані ґрунти з такими властивостями:

1) суглинок від м'якопластичного до текучепластичного з вмістом органічних речовин (гумусу) I_R до $8 \div 13\%$; вологість $W=0,30$; щільність $\rho=1,83$ г/см³; щільність скелету ґрунту $\rho_d=0,99$ г/см³; пористість $n=46\%$; коефіцієнт пористості $e=0,85$; коефіцієнт водонасичення $S_r=0,91$; число пластичності $I_p=0,15$; показник текучості $I_L=0,64$; питома вага ґрунту $\gamma_2=18,0$ кН/м³; його питома зчеплення $c_2=14$ кПа; кут внутрішнього тертя $\varphi_2=13^\circ$; модуль деформації $E=4,3$ МПа;

2) суглинок заторфований з I_R до $34,6 \div 37,3\%$; $\rho=1,78$ г/см³; $\rho_d=0,68$ г/см³; $n=61,1\%$; $e=1,57$; $S_r=0,95$; $E=1,1$ МПа;

3) суглинок заторфований з I_R до $54,2 \div 56,7\%$; $\rho=1,86$ г/см³; $\rho_d=0,56$ г/см³; $n=69,9\%$; $e=2,32$; $S_r=1,00$; $E=0,6 \div 0,9$ МПа.

Для підбору оптимального складу ґрунтоцементу змінними параметрами досліді прийнято витрата цементу та вміст органічної речовини в ґрунті, а критерієм експерименту – міцність ґрунтоцементу на стиск (призмova міцність). Планом експерименту визначено, що вміст органічної речовини для чотирьох різних складів повинен становити відповідно 10, 25, 40 і 50% від загальної маси сухого ґрунту. Суміші ґрунту відповідних складів були приготовані змішуванням між собою наведених вище ґрунтів у попередньо розрахованих пропорціях. В якості в'язучого для виготовлення зразків використано портландцемент марки 400. Вміст цементу в різних ґрунтоцементних сумішах складав 15, 22, 29 і 35%. Диференціація у кількості цементу проведена для визначення особливостей зростання міцності матеріалу та оптимізації вихідних складових суміші.

ґрунтоцемент укладався в циліндричні форми діаметром і висотою 36 мм. Через одну-дві доби після формування, коли його міцність уже забезпечувала збереження геометричних розмірів, зразки

виймались з форм й укладались на зберігання. Половину всіх зразків витримували у вологому середовищі ексикатора (на графіках їх параметри нанесені суцільними лініями), а іншу половину – у воді (їх параметри нанесені пунктирними лініями). Як торфи, так і заторфовані ґрунти в природі є переважно водонасиченими. Тому обидва режими зберігання ґрунтоцементу є доцільними.

Встановлено, що характерною особливістю виготовлення ґрунтоцементу із заторфованого ґрунту є те, що зі збільшенням вмісту органіки у ньому значно зростає вологість суміші, бо як розкладені, так і нерозкладені органічні включення мають властивість активно вбирати воду. Тому при тужавінні зразки, що витримували у вологому середовищі, зазнали усадки. Отже, вологість ґрунтоцементу й усадка становлять: при 10% органіки – 46 ÷ 51% вологість суміші та 0,4 мм усадка; при 25% органіки – 64 ÷ 70% і 1 ÷ 1,5 мм відповідно; при 40% органіки – 73 ÷ 85% і 1,9 ÷ 2,3 мм відповідно; для 50% органіки – 94 ÷ 109% і 2,5 ÷ 2,7 мм відповідно.

Для визначення призмової міцності використано універсальну випробувальну машину МІ 40 КУ (рис. 2.29). Повторність для кожного випробування – шість зразків. Цікавим ефектом досліду стало руйнування «із середини» трьох зразків, що зберігались у воді (рис. 2.30). Зразки цього замісу виготовлені з ґрунту із найвищим вмістом органіки та найменшим – цементу. Внаслідок набухання органіки нові зв'язки, утворені в процесі кристалізації цементу, виявилися нездатними витримати внутрішні напруження, викликані об'ємним збільшенням окремих складових ґрунтоцементу.

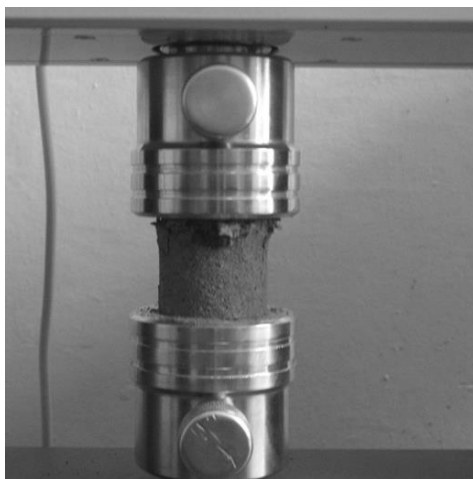


Рис. 2.29 – Випробування зразків ґрунтоцементу в універсальній випробувальній машині МІ 40 КУ

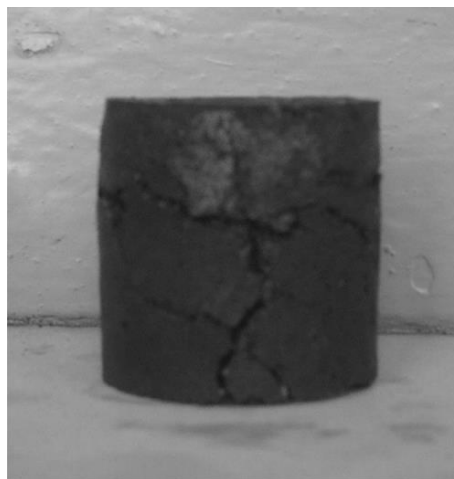


Рис. 2.30 – Руйнування «із середини» зразків ґрунтоцементу з найвищим вмістом органіки та найменшим цементу

На рис. 2.31 для порівняння показано зразки, виготовлені з ґрунту із 50%-м вмістом органіки до і після прикладення вертикального тиску. З нього видно, що зразок при руйнуванні не розкришився, а зазнав лише вертикальних і горизонтальних деформацій. Це можна пояснити специфічними видами зв'язків, утвореними між частками ґрунту, органічними включеннями та цементом.

У табл. 2.25 вміщено дані лабораторних досліджень міцності ґрунтоцементу при осьовому стиску (призмової міцності), σ_n , при змінних параметрах вмісту цементу, органічної речовини, часу та умов зберігання. За даними табл. 2.25 побудовано 12 груп графіків (чотири з яких наведено на рис. 2.32 – 2.35), які наочно виділяють характерні особливості, закономірності й суперечливі моменти у коливаннях σ_n при зміні перерахованих вище параметрів.

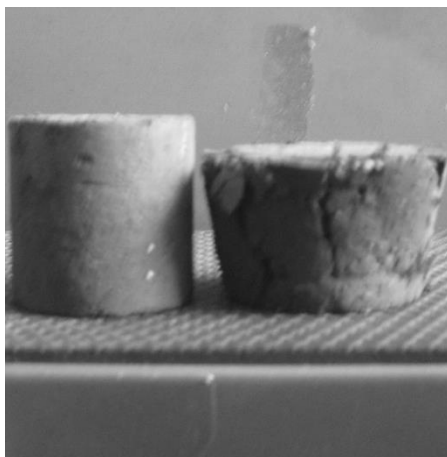


Рис. 2.31 – Зразки з ґрунту із 50%-м вмістом органіки до і після випробування

Таблиця 2.25 – Дані лабораторних досліджень призмової міцності ґрунтоцементу

Вміст органіки	Середов. зберіг.	Вміст цементу	Міцність ґрунтоц. при осьовому стиску, σ_n , МПа				
			10 діб	28 діб	90 діб	1-рік	2-роки
10%	в ексикаторі	15% цем.	0,638	0,811	1,098	1,173	1,188
		22% цем.	0,76	1,101	1,384	1,495	1,526
		29% цем.	0,954	1,221	1,656	1,945	1,978
		35% цем.	1,252	1,703	1,968	2,184	2,226
	у воді	15% цем.	0,608	0,769	0,956	1,052	1,132
		22% цем.	0,713	1,096	1,131	1,289	1,359
		29% цем.	0,895	1,33	2,027	2,127	2,223
		35% цем.	1,182	1,759	2,44	2,582	2,640
25%	в ексикаторі	15% цем.	0,751	0,857	1,062	1,147	1,165
		22% цем.	0,878	1,021	1,168	1,250	1,274
		29% цем.	0,921	1,206	1,455	1,601	1,639
		35% цем.	1,136	1,295	1,693	1,896	1,938
	у воді	15% цем.	0,612	0,718	0,921	1,004	1,066
		22% цем.	0,728	0,957	1,131	1,221	1,355
		29% цем.	0,825	1,118	1,356	1,519	1,651
		35% цем.	1,013	1,294	1,492	1,641	1,791
40%	в ексикаторі	15% цем.	0,581	0,704	0,849	0,925	0,936
		22% цем.	0,667	0,755	0,915	1,016	1,030
		29% цем.	0,713	0,838	1,041	1,124	1,139
		35% цем.	0,754	0,878	1,111	1,222	1,245
	у воді	15% цем.	0,482	0,507	0,66	0,706	0,736
		22% цем.	0,601	0,656	0,821	0,895	0,936
		29% цем.	0,632	0,742	0,919	1,002	1,054
		35% цем.	0,675	0,776	0,972	1,069	1,138
50%	в ексикаторі	15% цем.	0,645	0,719	0,928	1,002	1,013
		22% цем.	0,695	0,715	0,953	1,020	1,029
		29% цем.	0,698	0,718	0,935	1,019	1,032
		35% цем.	0,711	0,74	0,94	0,996	1,011
	у воді	15% цем.	0,393	0,461	0,632	0,683	0,728
		22% цем.	0,489	0,563	0,715	0,772	0,827
		29% цем.	0,573	0,657	0,827	0,885	0,957
		35% цем.	0,627	0,685	0,85	0,927	1,004

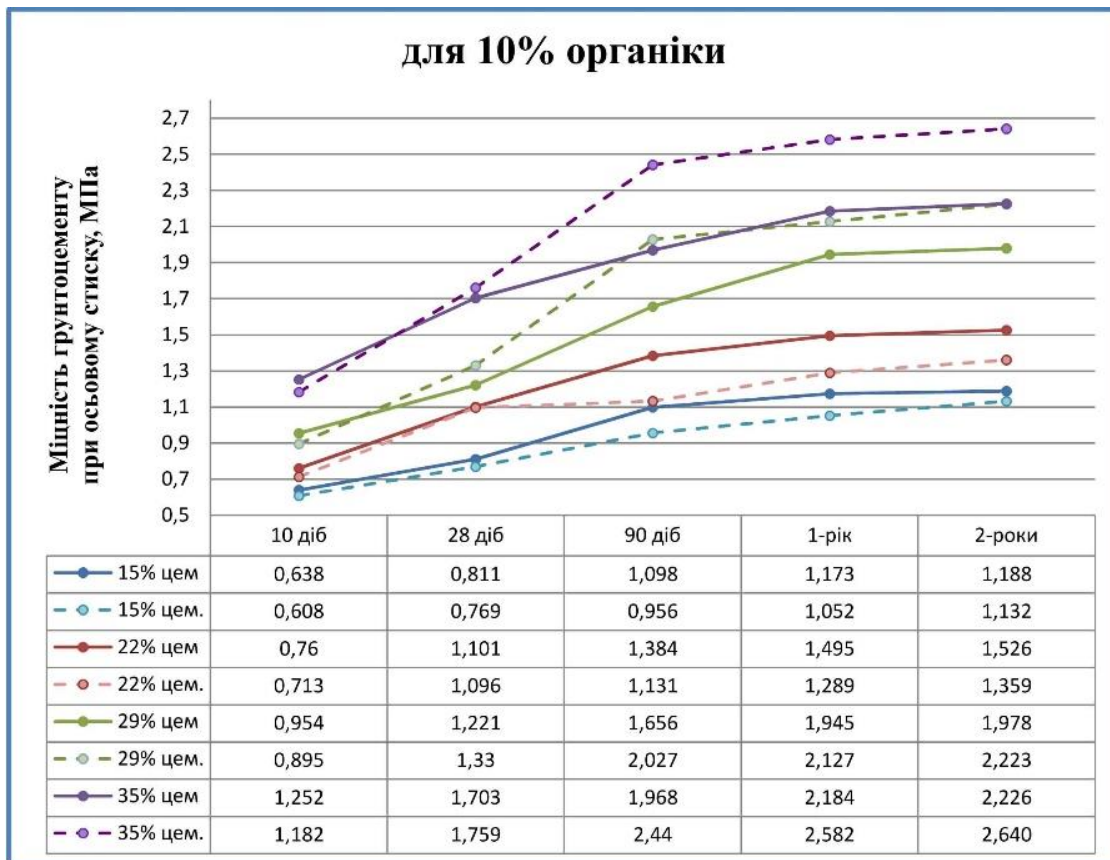


Рис. 2.32 – Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від часу тужавіння для різних вмістів цементу при 10%-х органіки

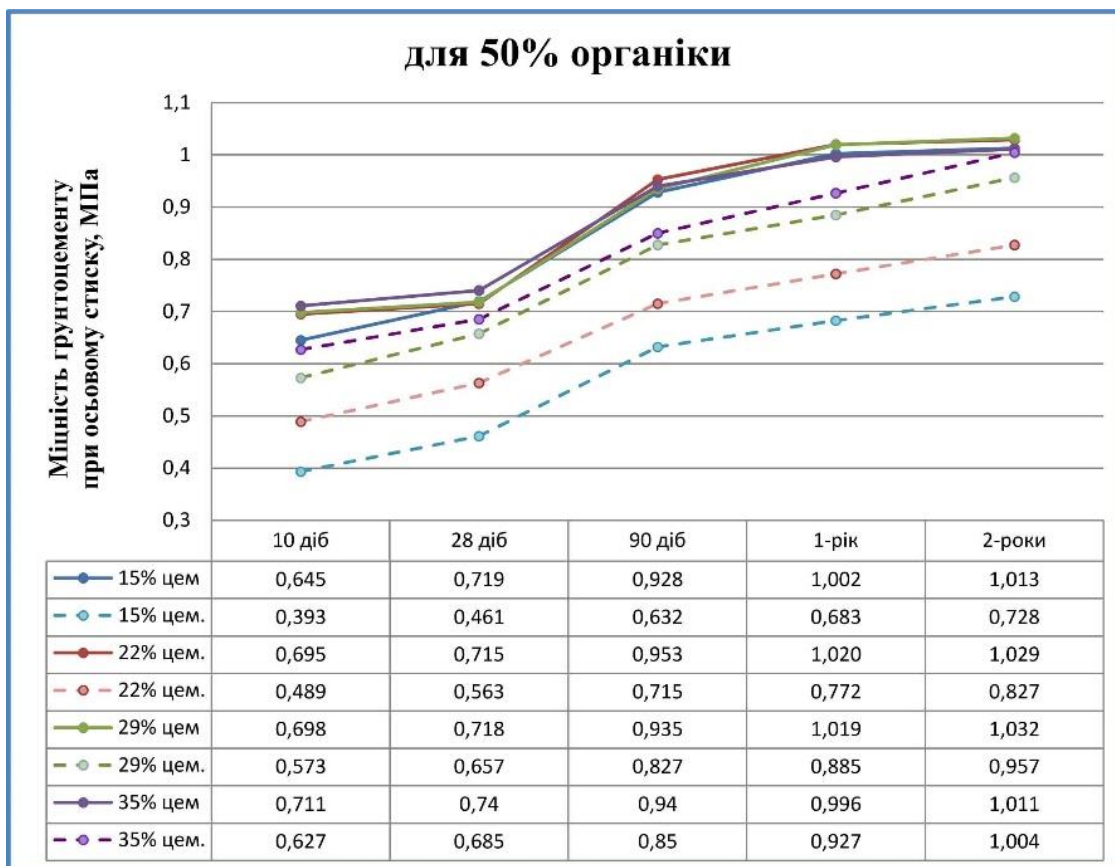


Рис. 2.33 – Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від часу тужавіння для різних вмістів цементу при 50%-х органіки

для 10-ти дiб тужавiння

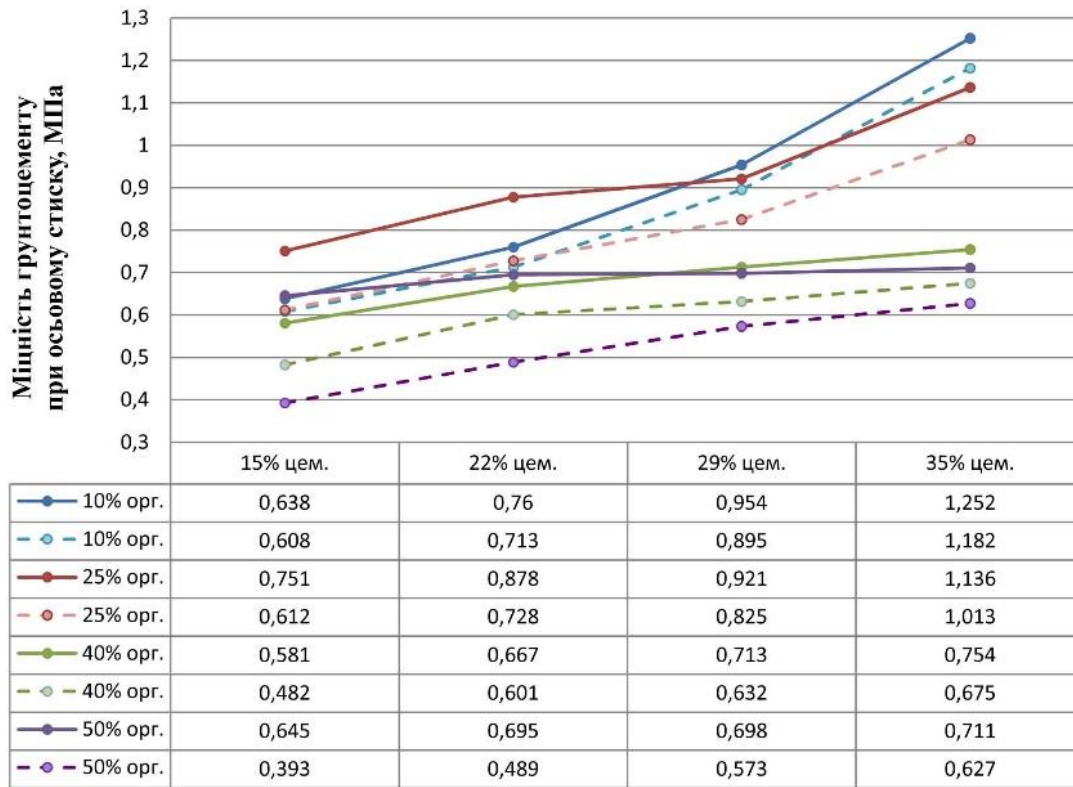


Рис. 2.34 – Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від вмісту цементу при різних вмістах органіки для 10-ти дiб тужавiння

для 1-го року тужавiння

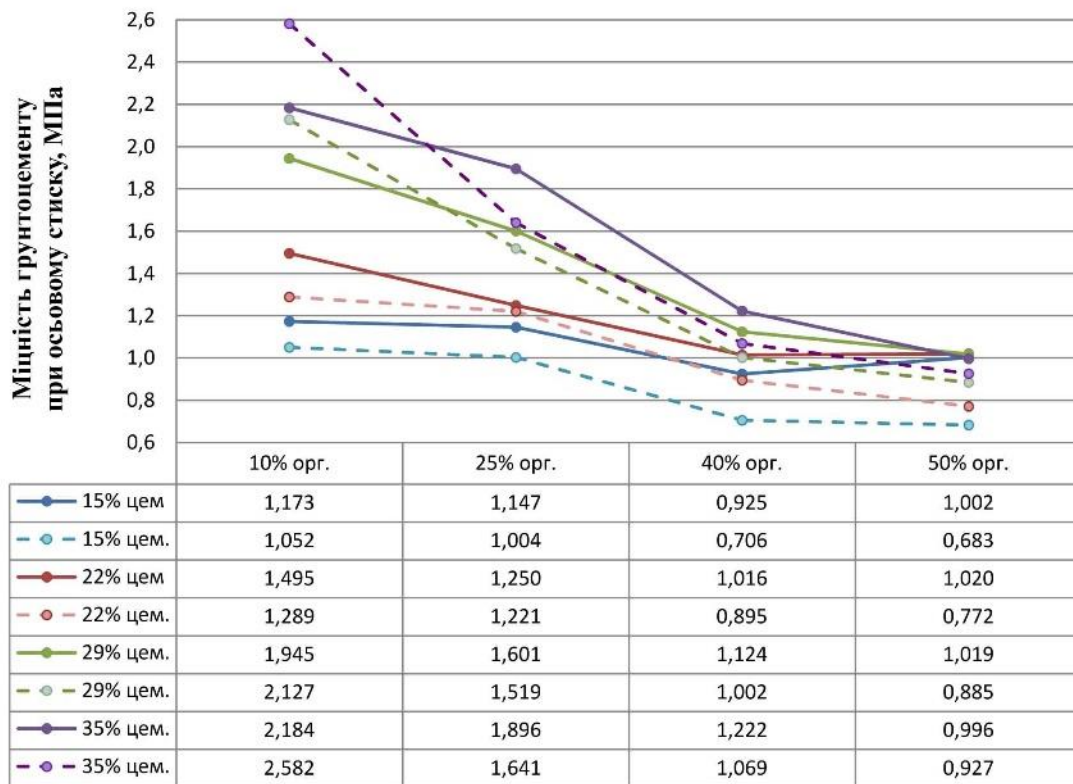


Рис. 2.35 – Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від вмісту цементу при різних вмістах органіки для одного року тужавiння

Нижче розглянуто характерні особливості в коливаннях призмової міцності ґрунтоцементу σ_n при зміні перерахованих вище параметрів, зокрема:

I – при низькому вмісту органіки та високому вмісту цементу міцність дослідних зразків (ДЗ), що витримувались у воді перевищує міцність тих, що були в ексикаторі (див. рис. 2.32 та рис. 2.34). Пояснення цьому явищу, швидше всього, у нестачі води, внаслідок чого в процесі гідратації бере участь не увесь цементний клінкер;

II – міцність ДЗ з незначним вмістом органіки з часом зростає на $85 \div 100\%$ у той час, а за аналогічних умов міцність зразків із вмістом органіки у 50% зростає лише на $40 \div 55\%$ (див. рис. 2.32 та рис. 2.33);

III – цікавим ефектом досліду стало руйнування «із середини» трьох зразків ґрунтоцементу замість №13, що зберігались у воді. Ці ДЗ виготовлені з ґрунту із найвищим вмістом органіки й найменшим цементу. Внаслідок набухання органіки нові зв'язки, утворені в процесі кристалізації цементу, виявились нездатними витримати внутрішні напруження, викликані об'ємним збільшенням окремих складових ґрунтоцементу. Загалом міцність ДЗ з високим вмістом органіки, які зберігались у воді також виявилась значно меншою від тих, які зберігались в ексикаторі, особливо при малому вмісті цементу (див. рис. 2.33);

IV – у початковий період тужавіння (див. рис. 2.34) міцність ДЗ з незначним вмістом цементу (а саме 15 та 22%) при вмісті органіки у 25% більша від міцності зразків, у яких органіки було лише 10% від загальної маси. Причиною цьому є те, що на початкових стадіях органічні зв'язки між органічними включеннями та іншими елементами цього композитного матеріалу відновлюються швидше, ніж утворюються нові колоїдні зв'язки внаслідок кристалізації цементного молока;

V – міцність ґрунтоцементу з високим вмістом органіки майже не залежить від вмісту в ньому цементу (для 40% органіки) і взагалі не змінюється при вмісті органічних включень у 50% для всіх термінів зберігання (див. рис. 2.34 та рис. 2.35);

VI – міцність ґрунтоцементних елементів з вмістом органіки у 50% перевищувала міцність тих же елементів з вмістом органіки у 40% при малих вмістах цементу на усіх етапах випробувань (у віці 10 , 28 і 90 -та діб й через один рік). Цей ефект є дещо суперечливим, проте лише на перший погляд. По-перше – це перевищення склало усього лише від $0,015$ до $0,079$ МПа, а по-друге – ґрунтоцемент з вищим вмістом органіки містив більшу кількість органічних решток у вигляді нерозкладених волокон, що і відіграло при цьому вирішальну роль;

VII – ґрунтоцемент активно набирає міцність упродовж перших трьох місяців тужавіння, після чого тенденція до зростання міцності затухає;

VIII – за період між першим і другим роками зберігання міцність ґрунтоцементних зразків загалом зростала досить низькими темпами, зокрема міцність зразків з ексикатора підвищувалася в середньому лише на $1 \div 2\%$, в той час, коли зразки з вологого середовища додали від 5 до 10% . Встановлено також, що серед зразків ґрунтоцементу з вологого середовища найкращу інтенсивність зміцнення мали ті ДЗ, відсоток заторфованості яких становив 25 , а найгіршу – 40% вмісту органічних речовин (обґрунтування ефекту аналогічне пункту VI).

Таким чином, лабораторні дослідження демонструють якісний бік підвищення міцності слабких заторфованих основ при їх армуванні ґрунтоцементними елементами [4, 5, 43].

Використання методу цементації ґрунту з підвищеним вмістом органічних домішок у ньому може мати місце на практиці при найбільшій ефективності за відносного вмісту органічної речовини, що не перевищує 0,30.

При перевищенні цього рівня використання методу може виявитись економічно не доцільним. До того ж, за низького рівня ґрунтових вод ґрунтоцемент у сильнозоторфованих масивах даватиме значні усадки, що знижує механічні властивості самого матеріалу й ефект спільної роботи основи та армуючих елементів.

III. ДОСЛІДНІ ВИГОТОВЛЕННЯ ТА ВИПРОБОВУВАННЯ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ

Майданчики дослідних улаштувань армованих ґрунтоцементних паль. У новому будівництві ґрунтоцемент активно використовують в силу своїх експлуатаційних якостей, технологічності та економічності. Мова йде переважно про житлові чи громадські будівлі, оскільки будівництво споруд саме цього характеру є домінуючим у Полтавській області в наш час.

Дослідний майданчик № 1. Першим дослідним майданчиком, де армовані ґрунтоцементні палі було використано, стала ділянка будівництва житлового будинку з вбудованими приміщеннями по вул. Володимира Козака, 14 у м. Полтава.

Фрагмент топографічної карти місця розташування цього будівельного майданчика зображено на рис. 3.1.

Інженерно-геологічні вишукування на ділянці будівництва проводились полтавською філією ДП «УкрНДИИИНТВ» на замовлення товариства з додатковою відповідальністю «Полтаватрансбуд». Ділянка будівництва знаходиться у центральній частині м. Полтава зі щільною забудовою. Категорія складності інженерно-геологічних умов – друга.

Розташування будівельного майданчика ставить додаткові вимоги до способу виконання робіт по спорудженню фундаменту.

Через близьке розташування житлових будівель забивання збірних залізобетонних паль унеможливлене, як і будь-який інший спосіб влаштування фундаментів, пов'язаний з ударними навантаженнями на ґрунт, високим шумом або вібрацією.

У геоморфологічному відношенні ця будівельна ділянка приурочена до Полтавського лесового плато.

Рельєф ділянки пологий з ухилом у північно-східному напрямку, який було сплановано насипними ґрунтами потужністю до 2 м. Абсолютні позначки поверхні коливаються в межах 149,20 – 151,10 м.

У геологічній будові ділянки приймають участь еолово-делювіальні суглинисті відклади четвертинного періоду, котрі залягають на неогенових глинах, які в свою чергу залягають на неогенових пісках.

Геологічну будову та гідрогеологічні умови ділянки будівництва зображено на рис. 3.2.

Нормативні значення фізико-механічних характеристик ґрунтів ділянки подано в табл. 3.1. Природною основою для фундаментів будь-яких видів можуть слугувати ІГЕ 2 – 6, їх розрахункові фізико-механічні характеристики наведено в табл. 3.2.

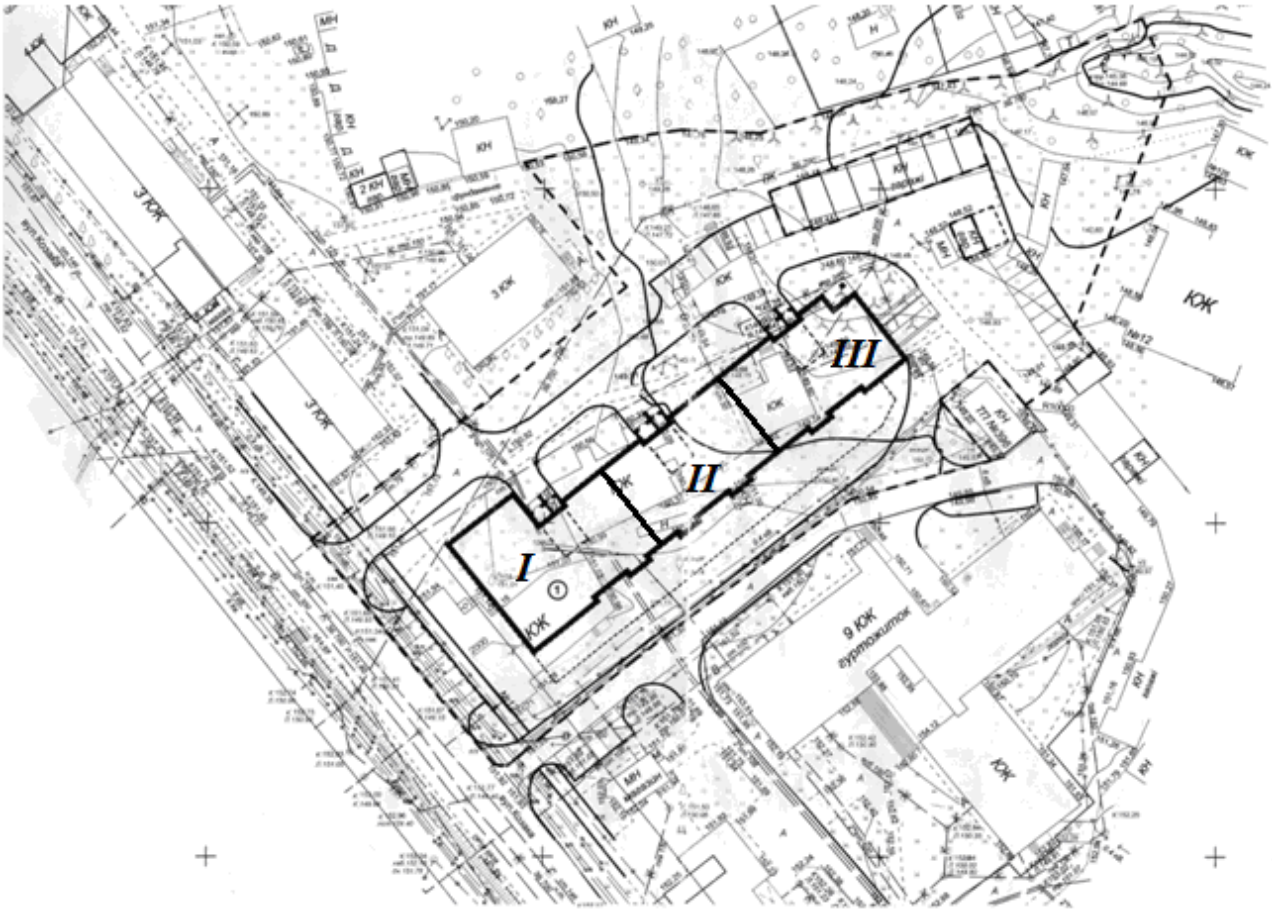


Рис. 3.1 – Ділянка будівництва житлового будинку по вул. Володимира Козака, 14

Таблиця 3.1 – Нормативні фізико-механічні характеристики ґрунтів ділянки будівництва

Характеристики	Номера ІГЕ					
	1	2	3	4	5	6
Вологість на межі текучості, W_L		0,37	0,32	0,36	0,30	0,43
Вологість на межі пластичності, W_p		0,21	0,20	0,21	0,19	0,23
Число пластичності, I_p		0,16	0,12	0,15	0,11	0,20
Вологість природна, w	0,18	0,24	0,30	0,28	0,25	0,24
Вологість при повному водонасиченні, W_n		0,32	0,30	0,28	0,25	0,24
Показник текучості, I_L		0,19	0,83	0,47	0,55	0,05
Коефіцієнт водонасичення, S_r		0,75	0,89	0,92	0,93	0,88
Питома вага частинок ґрунту, Y_s (кН/м ³)		26,56	26,46	26,56	26,46	26,66
Питома вага ґрунту, Y (кН/м ³)	14,80	17,64	18,01	18,63	19,16	18,98
Питома вага сухого ґрунту, Y_d (кН/м ³)		14,23	13,85	14,55	15,33	15,30
Питома вага водо насиченого ґрунту, γ_n		18,78	18,01	18,63	19,16	18,98
Питома вага виважених у воді ґрунтів, γ_v		8,98	8,72	9,18	9,65	9,68
Пористість, n		0,46	0,48	0,45	0,42	0,43
Коефіцієнт пористості, e		0,87	0,91	0,82	0,73	0,74
Коефіцієнт фільтрації, м/добу	0,40	0,20	0,40	0,20	0,50	0,10

Таблиця 3.2 – Розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів

Характеристики	Од. вим.	Номер ІГЕ, значення				
		2	3	4	5	6
Питома вага ґрунту, γ_n	кН/м ³	17,54/18,68	17,91	18,53	19,06	18,88
Питоме зчеплення, c_n	МПа	0,015	0,010	0,016	0,011	0,054
Кут внутрішнього тертя, φ_n	Град	23	28	25	28	19
Модуль деформації, E	МПа	8,5/4,5	7,0	12,0	11,0	21,0

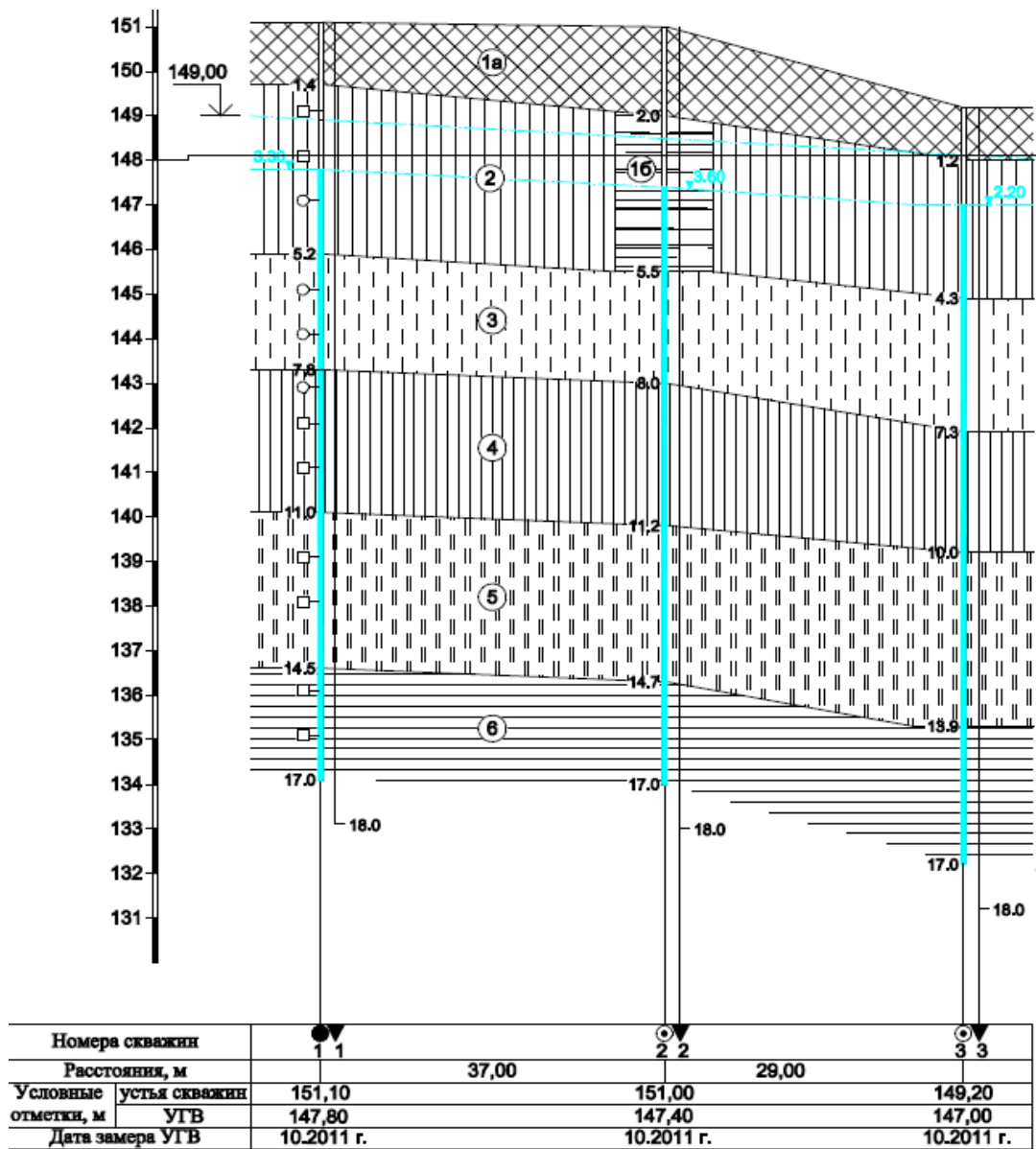


Рис. 3.2 – Інженерно-геологічний розріз ділянки будівництва

На ділянці будівництва інженерно-геологічними виробками було виявлено один безнапірний горизонт ґрунтових вод рівень якого на період вишукувань встановився на глибині 2,20 – 3,60 м від поверхні землі на абсолютних позначках 147,00 – 147,80 м. Водовміщуючими є ґрунти ІГЕ 2 – 6. Живлення ґрунтових вод відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, а також внаслідок техногенних факторів. Водотривом служать глини неогену, які знаходяться на глибині близько 25 м від денної поверхні. Згідно зі схемою природніх умов ділянка будівництва відноситься до підтоплених. Це робить бурозмішувальну технологією чи не єдиним достатньо ефективним методом влаштування пальового фундаменту в описаних інженерно-геологічних умовах.

Гідрогеологічні умови також є сприятливими для нормального набору міцності ґрунтоцементом, оскільки ґрунтоцементна паля практично всією довжиною лежить нижче рівня ґрунтових вод.

З аналізу геологічної будови та умов розташування будівельного майданчика можна зробити висновок, що найбільш обґрунтованим у цьому випадку буде влаштування ґрунтоцементних паль за бурозмішувальною технологією безпосередньо на ділянці будівництва.

Заповнювачем ґрунтоцементної суміші у цьому випадку слугуватиме ґрунт, який використано в лабораторних дослідженнях, описаних у попередніх розділах (ІГЕ-3). Як бачимо з геологічного розрізу заповнювачем ґрунтоцементної суміші також частково виступає ІГЕ-2, який також відповідає вимогам до заповнювача ґрунтоцементу, які наведені у джерелі [29]. На майданчику влаштовано 241 армовану ґрунтоцементну палю довжиною 6 м і діаметром 500 мм в якості фундаменту під секцію будинку. Армування паль здійснювали за допомогою заглиблення у її тіло зварного арматурного каркасу.

Дослідний майданчик № 2. Армовані ґрунтоцементні палі було використано і як фундаменти для будівель громадського призначення. Прикладом є будівництво спеціалізованого магазину по вул. Курській 111 у м. Суми. На цьому майданчику було влаштовано 173 армовані ґрунтоцементні палі довжиною 9,5 м і діаметром 500 мм. Палі армовані окремими стержнями арматури на глибину 6 м.

У геоморфологічному відношенні ділянка приурочена до IV надзаплавної тераси р. Псел. Умовні відмітки поверхні змінюються в межах 158,07–158,50 м. Категорія складності інженерно-геологічних умов – третя. Раніше на цій території були розташовані виробничі будівлі. Їх було знесено, майданчик сплановано, але старі фундаменти не було демонтовано. До несприятливих фізико-геологічних процесів та явищ на ділянці відносять сезонне промерзання, просідання лесових ґрунтів. На основі виконаних інженерно-геологічних вишукувань, ґрунти ділянки поділено на 6 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), в межах яких товща є статистично однорідною за складом і властивостями (рис. 3.3).

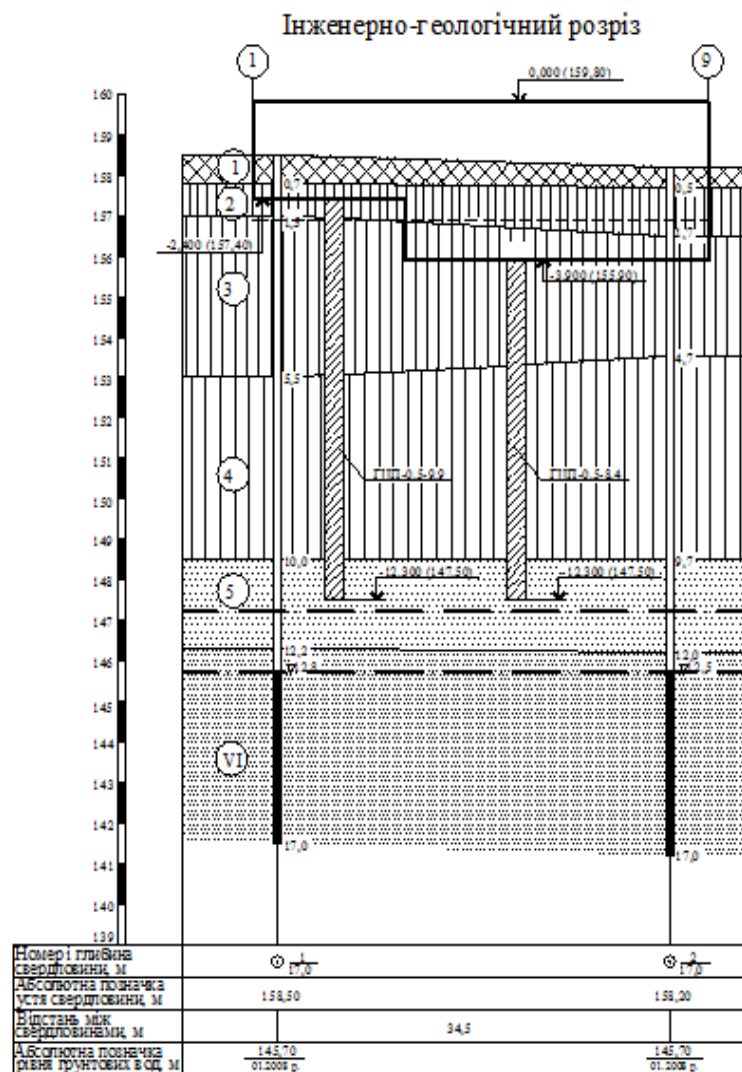


Рис. 3.3 – Інженерно-геологічні умови дослідного майданчика

Згідно ДСТУ Б В.2.1-2-96 у межах ділянки виділено такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) з характеристиками, наведеними у табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів

Характеристики	Од. виміру	Номер ІГЕ, значення					
		1	2	3	4	5	6
Питома вага ґрунту, γ_n	кН/м ³	14,00	14,50	14,84	15,50	17,22	20,14
Питоме зчеплення, c_n	МПа	–	–	0,011	0,03	0,02	0,02
Кут внутрішнього тертя, φ_n	Град	–	–	23	25	32	32
Модуль деформації, E	МПа	–	–	3,7/1,9	19,0/12	34,9	35,3

Дослідний майданчик № 3. Ґрунтоцементні палі армовані просторовими каркасами було використано для реконструкції фундаментів будівлі ресторану «Іванова гора» на Соборному майдані, 2 в м. Полтава. Всього було виготовлено 147 палей діаметром 500 мм і довжиною від 6,5 до 8,0 м, які були армовані окремими стержнями на 1 м.

Іванова гора обмежена правим схилом річки Ворскла, глибокою балкою по вул. Леніна та схилом у бік району Подолу. Абсолютні позначки поверхні землі схилу змінюються від 152,0 до 87,0 м.

У геоморфологічному відношенні територія відноситься до Полтавського плато, інженерно-геологічні умови якого представлені суглинистими відкладами четвертинної формації, що підстилаються строкатими глинами неогену морського походження. Під глинами залягають піски Полтавської і Харківської світи. Схили з поверхні перекриті насипними та делювіально-пролювіальними відкладами з високим рівнем ґрунтової води в середній та нижній частині схилу (рис. 3.4).

В результаті аналізу і вивчення архівних і фондів матеріалів встановлено наступне нашарування ґрунтів (рис. 3.4): ІГЕ-1а – насипні ґрунти – ґрунтово-рослинний шар і суглинки із домішками будівельних і побутових відходів, потужністю від 1,0 м до 4,0 м; ІГЕ-2 – суглинки лесові жовто-бурі, карбонатні, високопористі, тверді, просадочні, при водонасиченні м'якопластичні, втрачають просадочні властивості, потужністю до 3,0 м; ІГЕ-3 – суглинки лесовані, карбонатні, палево-жовті, високопористі, тверді, просадочні, при водонасиченні текучі, втрачають просадочні властивості, потужністю 3,8 м; ІГЕ-4 – суглинки важкі, сірувато-брунатні, низькопористі, тверді, при водонасиченні тугопластичні, потужністю до 5,3 м; ІГЕ-5 – суглинки лесові, жовті, карбонатні, напівтверді, при водонасиченні м'якопластичні, при бурінні – текучі, потужністю 3,7 м; ІГЕ-6 – глини легкі, червоно-бурі, низькопористі, карбонатні, напівтверді, потужністю до 25 м.

Дослідний майданчик № 4. Також маємо приклад можливого застосування ґрунтоцементних палей армованих сталеву трубою як підземної частини протизсувної споруди на ділянці реконструкції залізобетонної підпірної стінки, котра знаходилася в урочищі «Козина Спина» на території Новопетрівської сільської ради Вишгородського району Київської області.

Урочище знаходиться на правому березі р. Дніпро – на відстані біля 330 м від бровки верхньої частини (плато) починається акваторія Київського водосховища. Перепад абсолютних позначок складає від 170 м на плато до 103 м на рівні води (рис. 3.5).

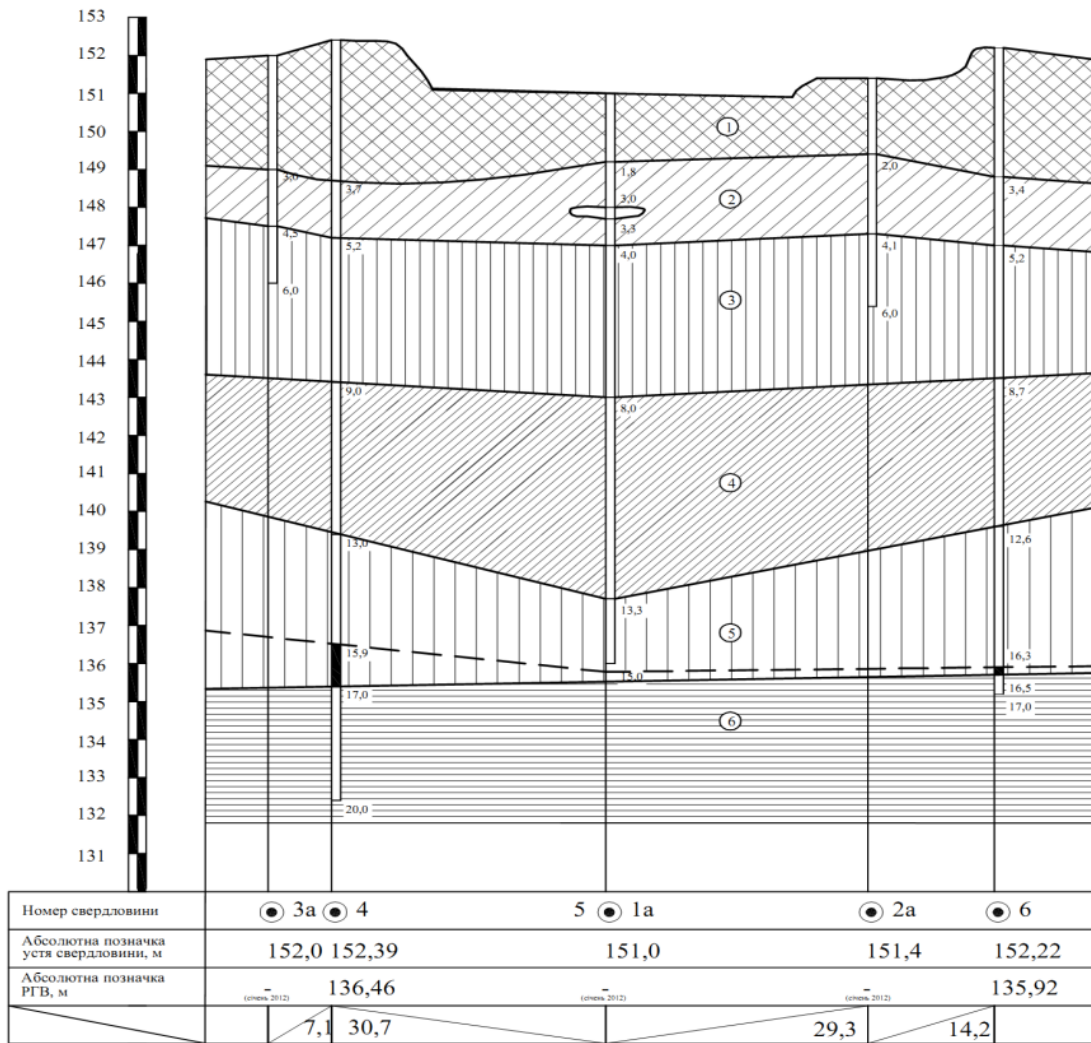


Рис. 3.4 – Інженерно-геологічні умови дослідного майданчика



Рис. 3.5 – Ділянка реконструкції підпірної стінки в урочищі «Козина Спина»

Для усунення проявів зсувних процесів, котрі спостерігалися на збудованих раніше підпірних стінках було запропоновано додаткове підсилення останніх за допомогою двох рядів армованих сталеву трубою ґрунтоцементних паль. Палі першого ряду мали вертикальне розташування, а другого – під кутом від 45°. Проектом було передбачене виготовлення 132 ґрунтоцементних паль діаметром 500 мм і довжиною близько 20 м (рис. 3.6).

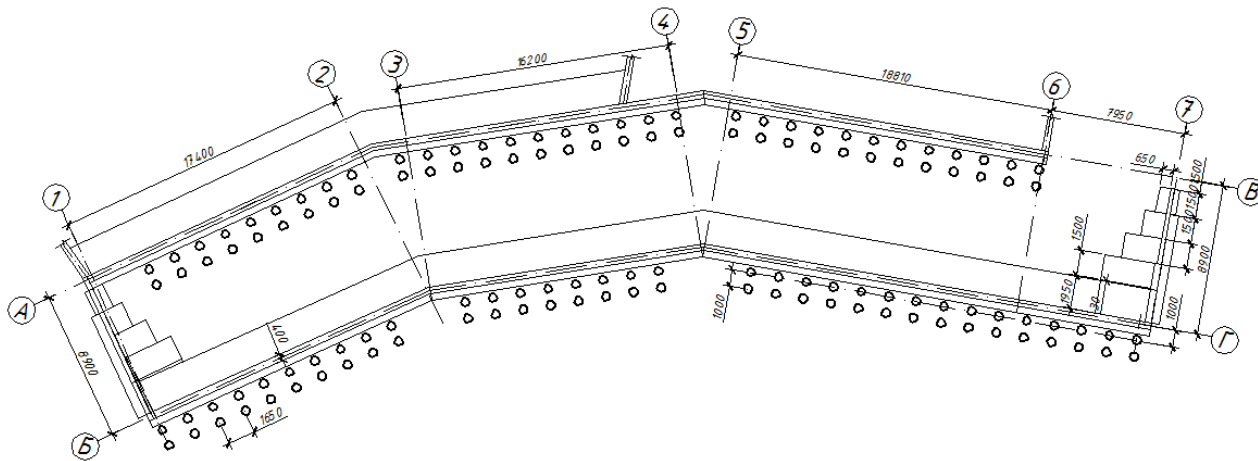


Рис. 3.6 – Реконструкція підпірних стінок за допомогою армованих ґрунтоцементних паль

За допомогою моделювання напружено-деформованого стану згаданого схилу методом скінченних елементів було визначено, що при запропонованому проекту реконструкції коефіцієнт стійкості схилу буде більшим 1, чого й треба було досягти.

Дослідні влаштування ґрунтоцементних паль. Розглянемо детально процес виготовлення армованих ґрунтоцементних паль, який проводився на дослідному майданчику 2 – ділянці будівництва спеціалізованого магазину по вул. Курській 111 в м. Суми. Виготовлення дослідних паль проводили за бурозмішувальною технологією. Так спочатку за допомогою ножів бурового інструменту було розпушено ґрунт на всю глибину палі. При досягненні проектної відмітки вістря палі до свердловини через вертлюг за допомогою розчинонасосу починає нагнітатися водоцементна суспензія з В/Ц=1. Далі за допомогою робочого органу водоцементна суспензія перемішується із розпушеним ґрунтом до досягнення стану однорідної ґрунтоцементної суміші з рухливістю, яка оцінювалася осіданням стандартного конуса і складала близько 11 см.

У процесі дослідного виготовлення паль використовували комплект наступного обладнання:

- буровий станок БМ-811м на автомобільному ході (рис. 3.7), в якому шнеки були змінені буровими штангами діаметром 100 мм з внутрішнім каналом для подачі розчину, робочий орган буру має отвори для розподілення водоцементної суспензії по перерізу свердловини, розчинонасос з'єднується із буровим інструментом за допомогою напірних шланг та вертлюга;
- для виготовлення водоцементної суспензії використовували розчинозмішувач;
- для нагнітання суспензії використовували розчинонасос, в якості якого можуть бути застосовані як будівельні діафрагмові насоси, так і бурові плунжерні насоси, вони мають створювати тиск не менший за 0,5 – 0,7 МПа.

Для армування дослідних паль були виготовлені зварні арматурні каркаси з 4Ø16 А-III відстань між стержнями робочої арматури та хомутами складала 300 мм, захисний шар ґрунтоцементу – 7 см.



Рис. 3.7 – Дослідні виготовлення ґрунтоцементних палів

За допомогою описаної вище методики та обладнання було виготовлено ґрунтоцементні палі діаметром 500 мм та довжиною 6 м. Вістря палі було заглиблено у суглинки бурі напівтвердої консистенції. Заглиблення каркасу в тіло палі проводилося за допомогою тієї ж установки, яка використовувалася для її виготовлення (рис. 3.8).



Рис. 3.8 – Поміщення каркасу в тіло дослідної ґрунтоцементної палі

Для покращення процесу заглиблення каркасу було використано навісний вібратор, зображений на рис. 3.9. Даний вібратор ударно-вібраційної дії має наступні характеристики: вимушуюча сила 0,5 – 0,7 кН; частота коливань 30 – 60 Гц; маса становить 6 кг.



Рисунок 3.9 – Вібратор для заглиблення арматурного каркасу

У табл. 3.4 представлено головні параметри дослідних паль на майданчику будівництва по вул. Козака, 14 в м. Полтава.

Таблиця 3.4 – Контрольовані параметри влаштування дослідних паль

№ паль	Довжина палі, м	Діаметр палі, мм	Глибина занурення каркасу, м	Вміст цементу, %	В/Ц	Відповідність проекту положення каркасу
3	6,00	500	5,70	20	2,7	+
7	6,00	500	5,75	21	2,7	+
14	6,00	500	5,82	20	2,7	+
55	6,00	500	5,70	20	2,7	+
77	6,00	500	5,70	22	2,7	+
232	6,00	500	5,95	20	2,7	+

На решті дослідних майданчиків виготовлення паль проводили в аналогічній послідовності. Проаналізувавши всі технологічні операції, що мали місце при виготовленні дослідних паль, можна дійти висновку, що опір, який чинить рідкий ґрунтоцемент заглибленню арматурного каркасу зростає за глибиною свердловини. В цьому можна переконатись як з результатів армування дослідної палі, так і розглянувши наступний лабораторний дослід.

В лабораторних умовах у моноліті ґрунту (ІГЕ-3 з табл. 3.1) було вибурено свердловину діаметром 100 мм. Свердловину було наповнено ґрунтоцементом, виготовленим за тією ж методикою, що й для лабораторних досліджень у попередньому розділі. Після чого у ґрунтоцемент опускали каркаси, котрі являли собою зменшену модель тих, що використовували при дослідному виготовленні натурних паль. Спочатку каркас заглиблювався під власною вагою, після чого до нього прикладали додаткове навантаження. Після стабілізації осідання каркасу навантаження збільшувалося і т. ін.

Заглиблення каркасів проводили спочатку за умов природної вологості оточуючого ґрунту, а також після утворення навколо свердловини шару зволоженого ґрунту. В результаті було отримано залежності осідання арматурного каркасу від прикладеного навантаження (рис. 3.10).

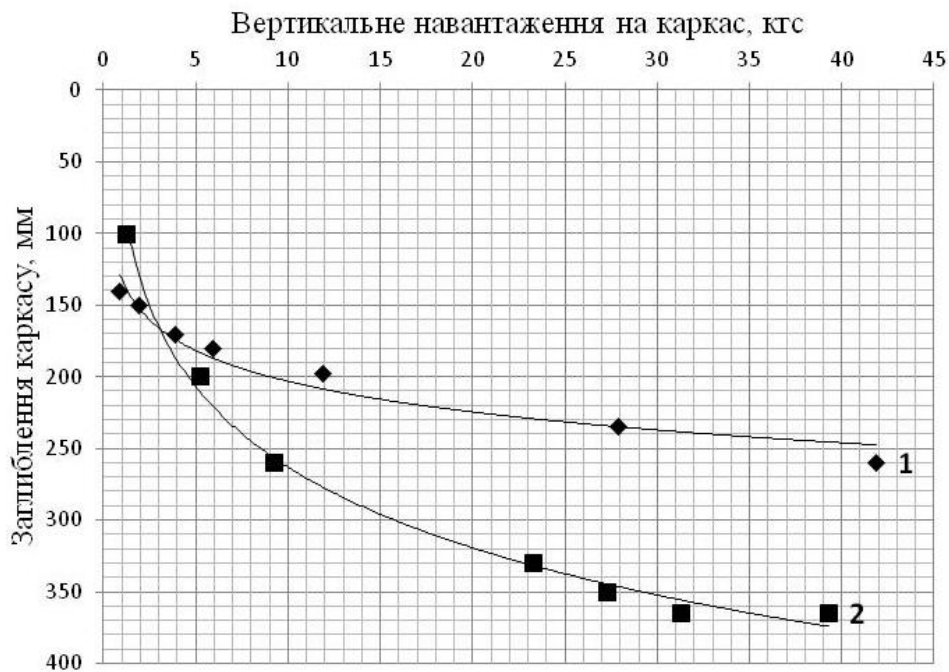


Рис. 3.10 – Залежність осідання моделі арматурного каркасу від прикладеного до неї навантаження: 1 – при природній вологості навколишнього ґрунту; 2 – при додатковому зволоженні оточуючого ґрунту

Як бачимо з графіку, отримані криві залежностей асимптотично наближаються до деякого значення осідання каркасу, після настання якого каркас повністю припиняє заглиблення у ґрунтоцемент і подальше навантаження може лише пошкодити сам каркас. Після вилучення каркасу з ґрунтоцементу виявилось, що рухливість останнього значно зменшилася за рахунок витісненої каркасом води з суміші (рис. 3.11). Саме витіснена вода при першому заглибленні моделі була адсорбована навколишнім ґрунтом, чим були створені більш сприятливі умови для заглиблення наступного каркасу.



Рис. 3.11 – Лабораторні дослідження процесу заглиблення моделі арматурного каркасу в ґрунтоцемент

Виходячи із вищезазначеного, можна дійти наступних висновків:

– при заглибленні арматурних каркасів у ґрунтоцемент за глибиною палі зростає і опір їх заглибленню;

– при заглибленні арматурний каркас витісняє певну кількість води з ґрунтоцементної суміші, тобто створює додаткове її ущільнення;

– величину опору заглибленню можливо зменшити за рахунок насичення водою ґрунту, який оточує свердловину, або за рахунок збільшення В/Ц ґрунтоцементної суміші;

– зменшення відстані між стержнями арматури (тобто збільшення захисного шару ґрунтоцементу) не впливає на несучу здатність нормального перерізу палі, але покращує умови заглиблення каркасу в тіло палі.

При достатньо теоретично обґрунтованому виборі перелічених вище характеристик самого каркасу та ґрунтоцементу можливо домогтись як покращення несучої здатності палі завдяки роботі каркасу, так і підвищення якості самого ґрунтоцементу.

Статичні випробовування ґрунтоцементних паль. Найбільш точним способом визначення несучої здатності паль за ґрунтом є випробування натурних паль статичним вдавлюючим навантаженням. Тому для підтвердження ефекту від армування ґрунтоцементу було проведено польовий експеримент.

На дослідному майданчику № 3 в м. Суми було виготовлено 3 групи паль по 2 у кожній. До складу першої входили бетонні буронабивні палі із бетону В25, які слугували контрольною групою для точного визначення несучої здатності всіх паль по ґрунту. Оскільки ці палі виготовлені з бетону, їх руйнування за матеріалом виключене.

До другої групи входили палі з неармованого ґрунтоцементу, міцність яких за матеріалом значно нижча. Внаслідок цього в процесі навантаження таких паль існує висока вірогідність їх руйнування за матеріалом до настання рівності між навантаженням та несучою здатністю по ґрунту.

До третьої групи входили армовані ґрунтоцементні палі, процент армування яких підбирався з огляду на міцність ґрунтоцементу та очікувану несучу здатність палі по ґрунту.

Після виготовлення цих паль було проведено випробування статичним навантаженням.

Експеримент проводили відповідно до положень ДСТУ Б В.2.1-1-95. Усі палі мали діаметр 500 мм і довжину 6 м. На момент проведення випробування термін набору міцності бетону та ґрунтоцементу склав 28 діб, таким чином була забезпечена проектна міцність матеріалу всіх 3 груп паль. Міцність матеріалу всіх паль контролювали шляхом випробування контрольних зразків-кубиків, сформованих із матеріалу, відібраного з паль під час їхнього виготовлення.

Навантаження паль проводили рівномірно без ударів, ступенями навантаження, значення яких було встановлено програмою випробувань і складало по 50 кН. Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-1-95 навантаження було доведено до величини, при якій загальне осідання палі складало не менш 40 мм.

Комплекс обладнання (рис. 3.12) для випробування у себе включав:

- вантажна платформа, навантажена фундаментними блоками;
- гідравлічний домкрат ДГ–100 на 1000 кН із площею плунжера 154 см²;
- манометр технічний МП4–У на 100 МПа з ціною поділки 1 МПа;
- насосна станція НГР–63 з максимальним робочим тиском 60 МПа;
- прогиноміри 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм.

Випробування проводилося за принциповою схемою установки з вантажною платформою, яка слугує упором для гідравлічного домкрату (згідно ДСТУ Б В.2.1-1-95).



Рис. 3.12 – Обладнання, використане при статичних випробуваннях армованих ґрунтоцементних паль: а – вантажна платформа б – деталь спірання гідравлічного домкрату на голову ґрунтоцементної палі

На кожному ступені навантаження відліки по всіх приладах знімали у наступній послідовності:

- нульовий відлік з приладів знімали перед навантаженням;
- перший відлік брали одразу після прикладення чергового ступеню;
- послідовні 4 відліки з інтервалом 30 хв;
- щогодинні відліки до досягнення умовної стабілізації осідання палі.

За умовну стабілізацію (затухання деформації) палі приймали швидкість її осідання на даному ступені навантаження, яка не перевищує 0,1 мм за останні 120 хв, оскільки нижній кінець палі був заглиблений у ІГЕ 4 – глини бурі, напівтверді. Розходження у показаннях приладів не перевищували значень, регламентованих ДСТУ Б В. 2.1-1-95. Навантаження при випробуваннях дослідних паль було доведено до їх зриву. Після досягнення найбільшого навантаження проводилось розвантаження палі подвійними ступенями з витримкою 15 хв. на кожній з них. Зняття відліків проводилось до та після чергового ступеню розвантаження. За результатами проведених випробувань було будували графіки залежності осідання паль від навантаження.

Згідно ДСТУ Б В.2.1-27:2010 за окреме значення граничного опору палі F_u приймається навантаження, під впливом якого паля отримує осідання, котре визначають за формулою (3.1)

$$s = \zeta \cdot s_{u,mt} \quad (3.1)$$

де $s_{u,mt}$ – граничне значення середнього осідання фундаменту будинку, що проектується згідно з [7], для багатопверхового житлового будинку з цегляними несучими стінами, складає 12 см;

ζ – коефіцієнт переходу від граничного значення середнього осідання фундаменту до величини осідання, отриманої при статичних випробуваннях із прийнятою умовною стабілізацією, складає 0,2.

На рис. 3.13 зображено залежності осідання паль від навантаження для двох бетонних буронабивних паль. Величина s , розрахована за формулою (3.1) склала 2,4 см.

Окремі значення граничного опору бетонних буронабивних паль складають 600 кН і 650 кН відповідно. За нормативне значення граничного опору паль, при кількості статичних випробувань у однакових ґрунтових умовах менше 6, приймають мінімальну з отриманих величин, тобто 600 кН.

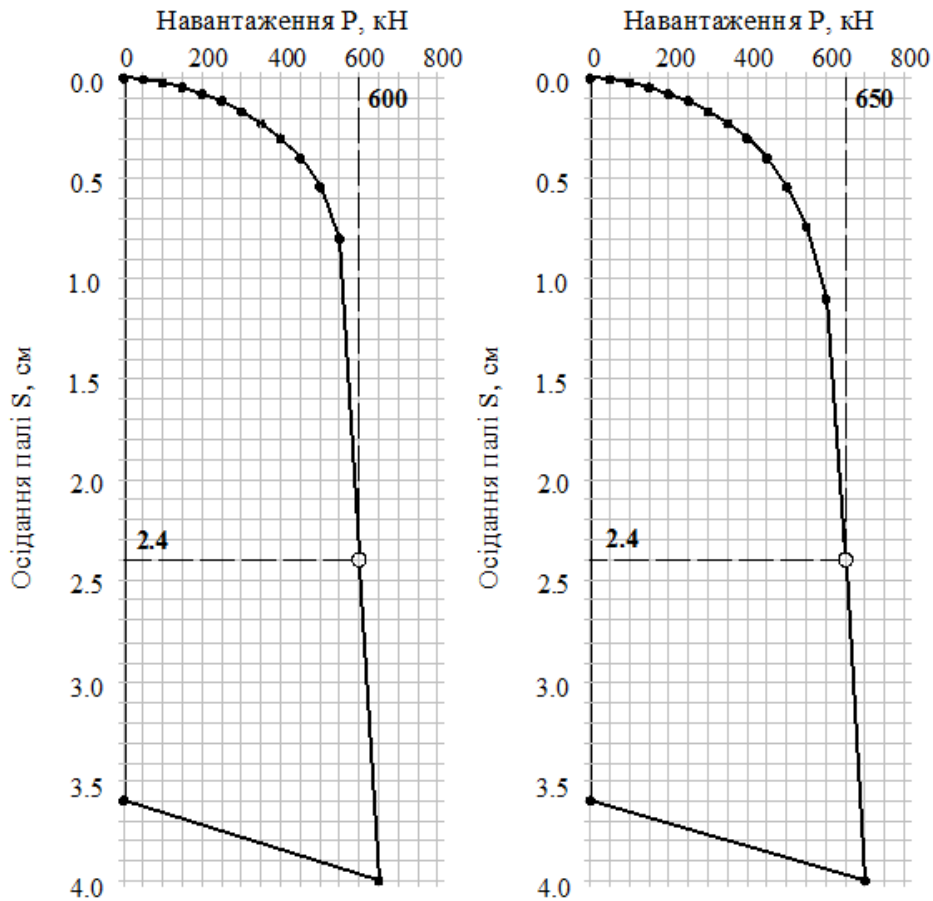


Рис. 3.13 – Графіки осідання двох бетонних буронабивних паль при статичних випробуваннях

Несучу здатність палі F_d , кН, за результатами її випробування статичним навантаженням вдавлювання визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (3.2)$$

де $F_{u,n}$ – нормативне значення граничного опору палі, кН;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який у розглянутому випадку складає 1;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, який складає 1.

Таким чином, несуча здатність бетонної буронабивної палі за ґрунтом в описаних умовах за результатами статичних випробувань становить 600 кН. Для визначення розрахункового навантаження на палю N , кН, згідно [7, 8] використано формулу (3.3)

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.3)$$

де γ_k – коефіцієнт надійності, який складає 1,2 у випадку визначення несучої здатності палі за допомогою статичних випробувань.

Отже, розрахункове навантаження на палю склало $N = 500$ кН.

Таким же чином було проведено випробування ґрунтоцементних паль. На рис. 3.14 зображено графік осідання ґрунтоцементної палі під статичним навантаженням.

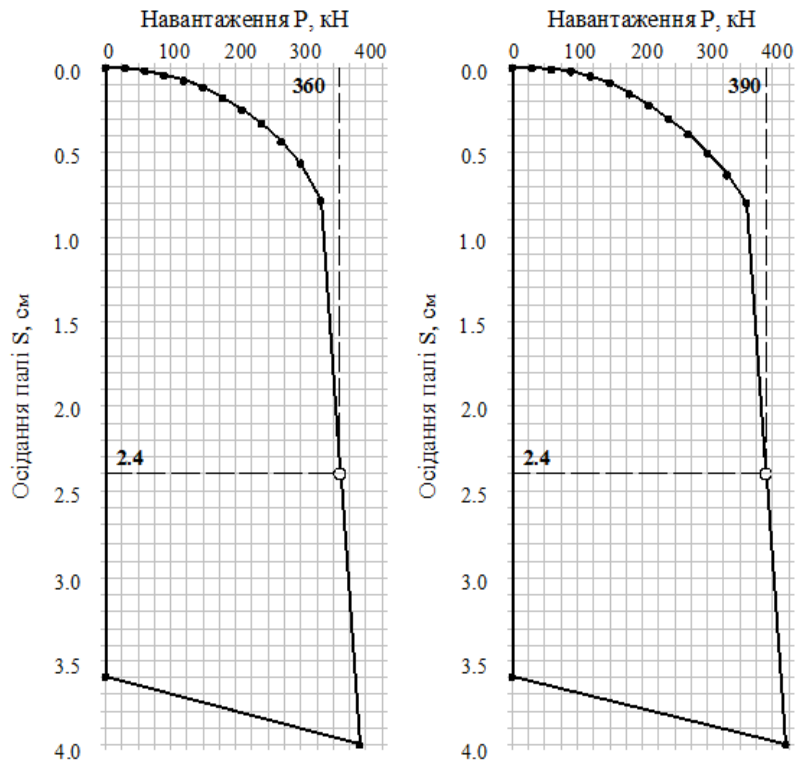


Рис. 3.14 – Графіки осідання двох ґрунтоцементних паль при статичних випробуваннях

Окремі значення граничного опору палі склали лише 360 кН і 390 кН відповідно, а розрахункове навантаження на палю – $N = 300$ кН. При випробуванні палі не досягнуто повного значення їх несучої здатності за ґрунтом. Це свідчить про те, що руйнування палі сталося за матеріалом через значно нижчу міцність ґрунтоцементу ($\sigma = 1,8$ МПа) порівняно з бетоном ($\sigma = 14,5$ МПа).

Далі були випробувано 2 ґрунтоцементні палі, нормальний переріз яких армовано 8 $\varnothing 10$ А-III. Наявність просторового арматурного каркасу підвищило міцність ґрунтоцементної палі за матеріалом, про що свідчать отримані графіки осідання двох армованих ґрунтоцементних паль (рис. 3.15). У цьому випадку розрахункове навантаження на палю складає $N = 500$ кН, що свідчить про повне використання несучої здатності по ґрунту і співпадає з результатами випробування бетонних паль.

Результати проведених статичних випробувань бетонних і ґрунтоцементних паль узагальнено в табл. 3.6.

Таблиця 3.6 – Результати статичних випробувань паль

Вид бурової палі за матеріалом	Окремі значення граничного опору палі F_u , кН		Несуча здатність палі F_d , кН	Розрахункове навантаження на палю N , кН
	1 палія	2 палія		
Бетонна	600	650	600	500
Ґрунтоцементна	360	390	360	300
Армована ґрунтоцементна	600	620	600	500

Підсумовуючи результати польового експерименту, можна сформулювати такі висновки:

– статичні випробування бетонних та ґрунтоцементних паль підтверджують очікуваний ефект від армування ґрунтоцементу;

- беручи до уваги складнощі, які виникають підчас армування палі арматурним каркасом, більш доцільно при проектуванні армованих ґрунтоцементних паль було б обмежувати їхню довжину, в той час як збільшення діаметру покращить опір під вістрям палі та умови поміщення арматурного каркасу;
- процент армування нормального перерізу, глибина розташування каркасу, довжина та діаметр самої палі необхідно узгоджувати між собою таким чином, щоб міцність палі за нормальним перерізом була забезпечена по всій її довжин [29].

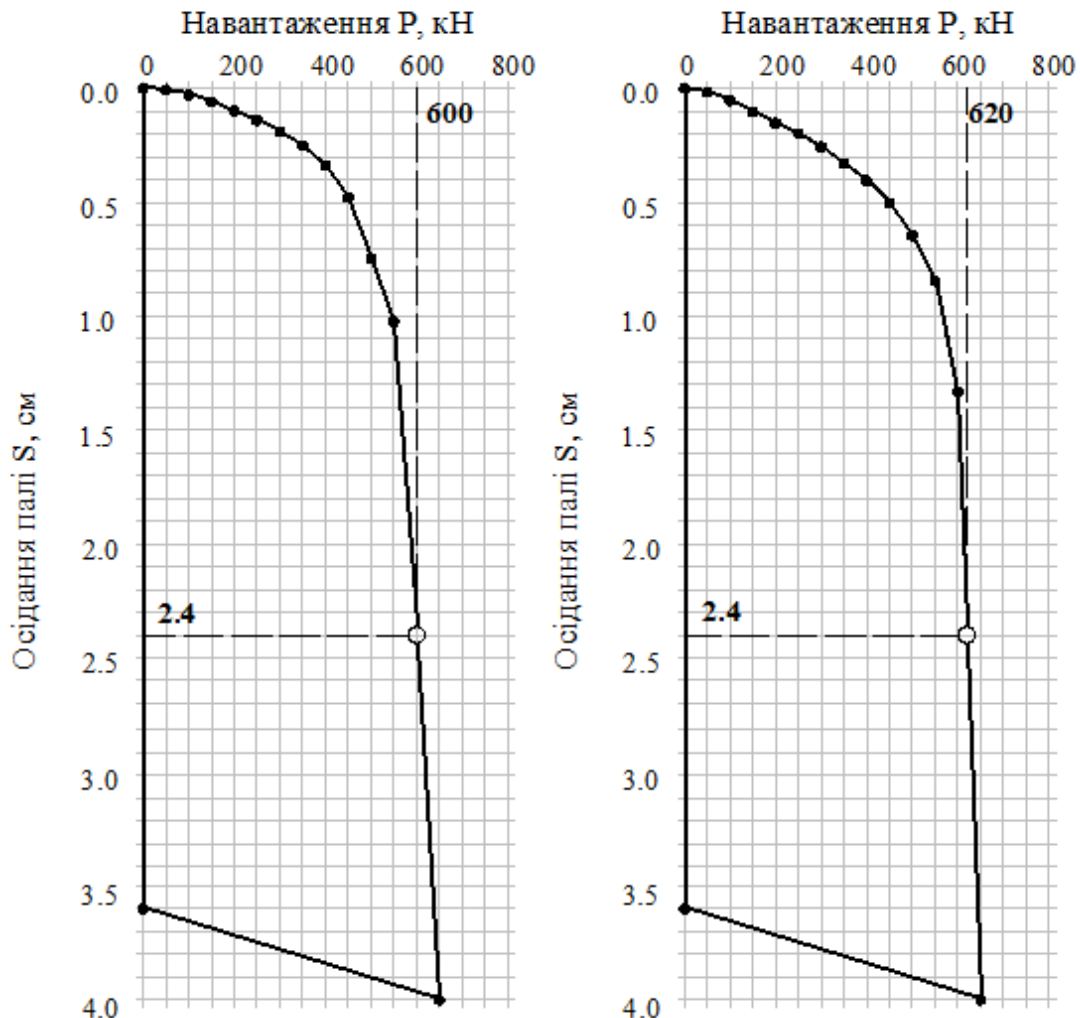


Рис. 3.15 – Графіки осідання двох армованих ґрунтоцементних паль при статичних випробуваннях

Напружено деформований стан (НДС) системи «ґрунтоцементна палія-основа». Для моделювання НДС армованої ґрунтоцементної палі в інженерно-геологічних умовах дослідного майданчику будівництва №2 використано програмний комплекс (ПК) Plaxis 3D Foundation. Цей комплекс є кінцево-елементною програмою для застосування у геотехніці, де ґрунтові моделі використовуються для моделювання поведінки ґрунтів. Він розроблений для аналізу фундаментних конструкцій, включаючи ростверки та підводні конструкції. Пальові фундаменти вимагають покращених інструментів аналізу роботи паль і ростверку у загальній несучій здатності цілого фундаменту. Для розв'язання подібних задач і було створено цей ПК. Тому для аналізу НДС армованої ґрунтоцементної палі в ґрунтовому масиві з-поміж інших розрахункових комплексів, котрі базуються на методі скінченних елементів, було використано саме Plaxis 3D Foundation [38].

Генерація тривимірної кінцево-елементної моделі починають зі створення геометричної моделі.

Геометрична модель являє собою композицію бурових свердловин і горизонтальних робочих площин. Останні створено в місцях зміни ІГЕ та на рівні голови і вістря палі. Розміри всіх робочих площин у плані однакові й обмежуються розмірами розрахункової області, котрі встановлено з наступних міркувань:

– нижня горизонтальна межа знаходиться у шарі, який придатний як природна основа, тому в нашому випадку вона розташована в ІГЕ-6 (див. табл. 3.3); за глибину розрахункової області прийнято межу, що знаходиться нижче стисливих шарів ґрунту, та не є меншою за глибину стискуваного шару ґрунту (тут прийнята рівною 17 м);

– бічні вертикальні межі приймають на достатній відстані від зони визначення НДС, так як йдеться про палю, то ця відстань має також перевищувати величину мінімально допустимої відстані між сусідніми палями, яка складає 1,5 м для палі діаметром 500 мм у всіх напрямках;

– верхня межа розташована на рівні поверхні планування й за формою співпадає з нею.

Таким чином, величина розрахункової області у плані має квадратну форму зі стороною 10 м. Глибина вказаної області 17 м. Ґрунтові нашарування задано за даними розвідувальних свердловини. Для розрахункової області були задані інженерно-геологічні умови відповідно до даних табл. 3.3. Спочатку було створено двовимірну сітку скінчених елементів, для якої заданий рівень щільності (fine), після чого ПК Plaxis автоматично генерує тривимірну сітку скінчених елементів, для чого використовує робочі площини та свердловини, котрі було задано раніше. Розрахункова схема зображена на рис. 3.16.

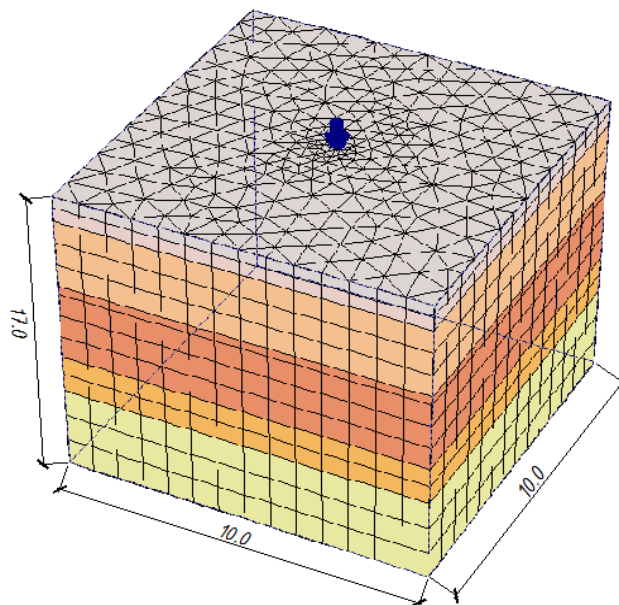


Рис. 3.16 – Розрахункова схема ґрунтового масиву із армованою ґрунтоцементною палею в його центрі та прикладеним навантаженням

Після визначення розмірів розрахункової області встановлюються граничні умови, що відповідають натурним умовам роботи основи та фундаментів під навантаженням:

- всі вузли, що знаходяться на нижній межі, закріплюються непорушно;
- вузли на вертикальних бічних гранях не можуть мати горизонтальних переміщень.

У центрі розрахункової області передбачена ґрунтоцементна паля, для якої у базі даних фізико-механічних характеристик ґрунтових нашарувань створений матеріал, якому надано механічні параметри армованого ґрунтоцементу (табл. 3.7). Їх значення встановлювали як середньо виважене між характеристиками ґрунтоцементу й арматури в об'ємі палі, який складає близько 1,18 м³.

Таблиця 3.7 – Значення фізико-механічних характеристик моделей матеріалів

Характеристика, позначення, одиниця виміру	Ґрунтоцемент	Арматура (6 Ø 12 A-III)	Армований ґрунтоцемент
Модуль пружності E , МПа	611	200000	1530
Питома вага γ , кН/м ³	18,1	78,5	18,4
Коефіцієнт Пуассона ν	0,2	0,28	0,2

Нормативні значення фізичних і механічних характеристик ґрунтоцементу, подані у табл. 3.7 (E , γ), отримані експериментальним шляхом (див. розділи 2, 3), і є характерними для ґрунтоцементу заданого складу за умови набору ним міцності протягом 28 діб у водонасичених ґрунтових умовах.

Оцінка точності рішення задачі є складним питанням, бо залежить від багатьох факторів:

- *щільність сітки* – з одного боку, згущення сітки підвищує точність, з іншого боку, може призвести до слабкої обумовленості матриці канонічних рівнянь і втрати точності;

- *фізико-механічні характеристики розрахункової моделі* – розрахункова схема може бути близькою до геометрично змінної чи містити елементи, які відрізняються жорсткостями, що також призводить до втрати точності;

- *геометрія скінчених елементів* – якщо грані елементів дуже відрізняються за довжиною, це може призвести до втрати точності.

До вихідних даних, які використовують для проведення розрахунків відносять: координати вузлів сітки скінчених елементів; в'язі – вузли з нульовими та рівними переміщеннями; опис навантажень (величини, напрямок, точка прикладення); опис скінчених елементів (номери вузлів; характеристики міцності, модуль деформації, коефіцієнт Пуассона).

ПК Plaxis дозволяє моделювати процес зведення фундаменту по стадіях виймання ґрунту, влаштування фундаменту, поступового прикладення навантажень від будівлі, тощо. Розрахунок задачі проводили у 2 фази: початкова, на якій ґрунтовий масив отримав певні деформації під власною вагою й перша фаза, на початку якої отримані деформації прирівнюються до нуля. На цій фазі у ґрунтовому масиві було задано палю та прикладене до неї навантаження. Для розрахунку обох фаз було використано набір передумов. Тип розрахунку – *gravity loading*. Ітераційна процедура (прийнята по замовчуванню) передбачала: відносну похибку рівну 0,01; максимальну кількість ітерацій рівну 50; межу релаксації 1,2. Автоматичний вибір кількості та величини ступенів навантаження передбачав 250 додаткових кроків. По завершенні розрахунків обох фаз було досягнуто передбачений граничний стан.

У розрахунках прийнято деякі передумови та параметри. Модель ґрунту – пружно-пластична модель Мора-Кулона. Це надійна та проста у використанні нелінійна модель спирається на параметри ґрунту, які у більшості практичних задач є відомими. Цю модель використовують у розрахунках реальної несучої здатності та руйнівних навантажень на основу на ряду з іншими задачами, де поведінка ґрунту при руйнуванні має вирішальну роль. Тим не менш вона враховує не всі нелінійні властивості ґрунтів.

Матеріал палі – армований ґрунтоцемент, який для умов даної задачі прийнято як лінійно деформоване тіло. Діаметр палі – 500 мм, довжина – 6 м.

Порівняння графіків залежності осідання палі від прикладеного до неї навантаження за результатами моделювання та статичних випробувань наведено на рис. 3.17.

Наведена крива 2 залежності осідання від навантаження за результатами моделювання побудована для точки, яка знаходиться у центрі верхньої грані дослідної палі.

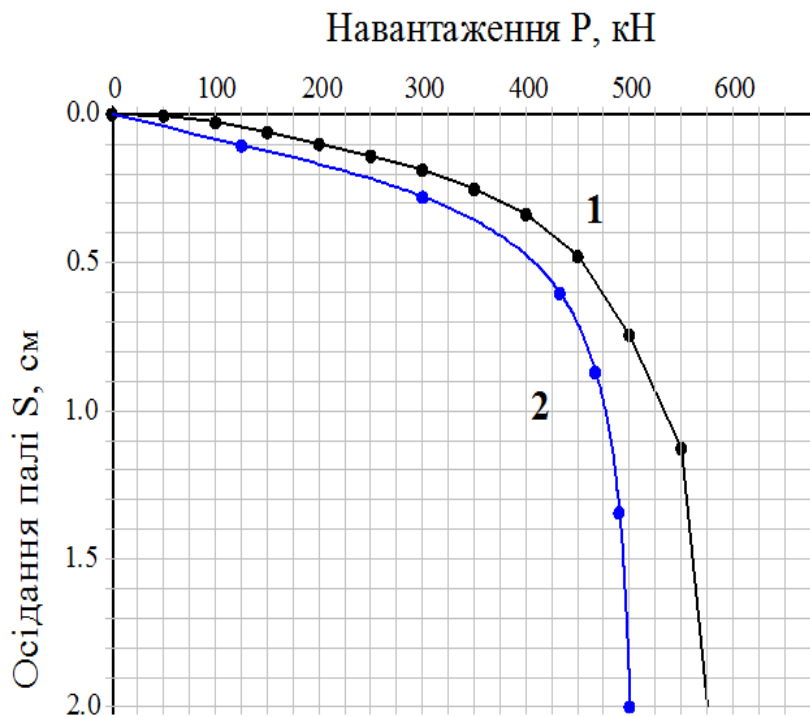


Рис. 3.17 – Залежності осідання палі від навантаження: 1 – за результатами статичних випробувань; 2 – за результатами моделювання

На рис. 3.18 подано результати розрахунку в графічній формі. Максимальні головні напруження зосереджені у верхній частині палі. Максимальні вертикальні переміщення палі склали 40 мм. Тут же представлена деформована схема палі з якої видно, що паля не зазнає значних деформацій. ПК Plaxis після виконання розрахунків дозволяє переглянути залежності осідання від навантаження для вузлів і залежності деформацій від напружень для точок напруження.

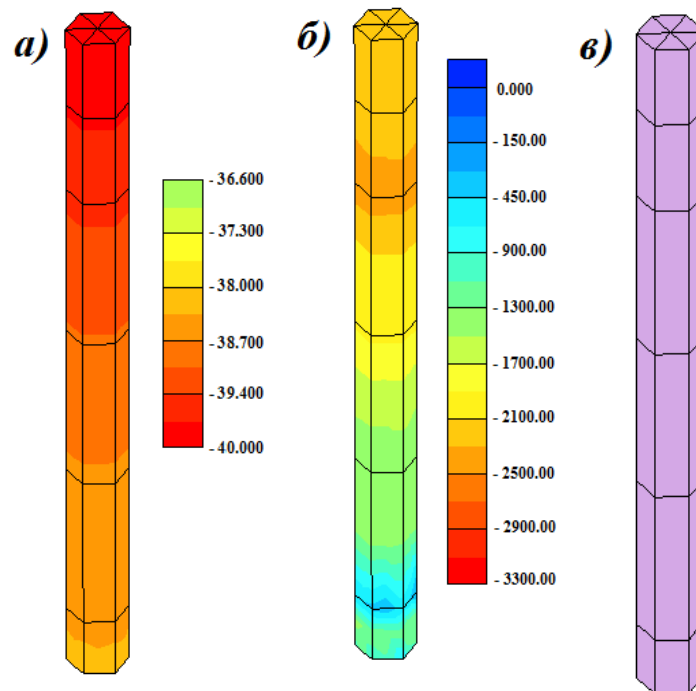


Рис. 3.18 – Результати моделювання напружено-деформованого стану армованої ґрунтоцементної палі: а – розподіл вертикальних переміщень точок палі (в мм); б – розподіл нормальних напружень у тілі палі (в кПа); в – деформована схема палі (деформації збільшені у 50 раз)

На рис. 3.18,а, де наведено розподіл загальних вертикальних переміщень точок палі, видно, що різниця між переміщеннями точок голови й вістря палі складає 2 мм. Ця різниця є величиною деформації тіла палі від вертикального навантаження в 500 кН. З урахуванням довжини палі, її відносна деформація складе 0,3‰, що не перевищує граничної відносної деформації армованого ґрунтоцементу в 1,1‰, яка представляє межу сумісної роботи його складових.

Також зазначимо, що при отриманій вище величині відносної деформації палі ґрунтоцемент знаходиться у пружній стадії роботи, в чому легко переконатися за допомогою діаграми його деформування [29, 49].

На рис. 3.18,б зображено розподіл нормальних напружень у точках палі. Максимальне напруження в тілі палі становить 2,5 МПа, що перевищує міцність неармованого ґрунтоцементу (1,28 МПа) майже у 2 рази. Вказане максимальне напруження з урахуванням площі поперечного перерізу палі (0,196 м²) створюється зусиллям стиску рівним 491 кН. Несуча здатність палі за нормальним перерізом, обчислена за формулою (3.1), складає 511 кН і забезпечує міцність армованої ґрунтоцементної палі за матеріалом [29].

Отже, за даними моделювання НДС ґрунтоцементної палі несуча здатність останньої склала 500 кН, що узгоджується з величиною розрахункового навантаження на армовану ґрунтоцементну палю, яка отримана за результатами статичних випробувань на дослідному майданчику.

Аналіз результатів моделювання дає змогу стверджувати, що міцність палі за матеріалом також забезпечена.

Як вже відзначено в попередньому розділі, збільшити міцність ґрунтоцементних паль за матеріалом можливо за рахунок їх армування. При розрахунках міцності паль пропонується [29] враховувати сили тертя ґрунту за їх бічною поверхнею.

Наприклад, для певних конкретних ґрунтових умов розрахункове навантаження за ґрунтом, яке допустиме на палю склало $N = 419$ кН. Необхідно перевірити, наскільки це навантаження сприймається матеріалом палі – ґрунтоцементом.

На рис. 3.19 наведено епюри напружень, які виникають у матеріалі ґрунтоцементної палі. Епюру б побудовано за даними інженерно-геологічних досліджень, у процесі яких досліджували ґрунтоцемент з кожного шару ґрунту на міцність.

Епюра в характеризує напруження у матеріалі палі від розрахункового навантаження на неї. Ці напруження для усіх шарів палі склали $\sigma = 2,14$ МПа, що більше ніж несуча здатність ґрунтоцементу (епюра б). Отже, слід підвищити несучу здатність ґрунтоцементу палі шляхом її армування сталевим круглим просторовим каркасом діаметром 350 мм з 6 стрижнів діаметром 10 мм АІІІ на глибину 7,5 м.

Армування ґрунтоцементу глибше 7,5 м пов'язано зі значними складностями по зануренню просторового каркасу у рідку ґрунтоцементну суміш.

З урахуванням армування ґрунтоцементу несуча здатність матеріалу палі за її довжиною представлена на епюрі а. Коли урахувати тертя ґрунту за бічною поверхнею палі, то можливо знизити напруження її матеріалу.

На епюрі д показані реально діючі напруження в армованій на глибину 7,5 м ґрунтоцементній палі. Ці напруження за усією довжиною палі менші ніж ті, що показані на епюрі а (несучої здатності матеріалу палі з урахуванням армування її верхньої частини).

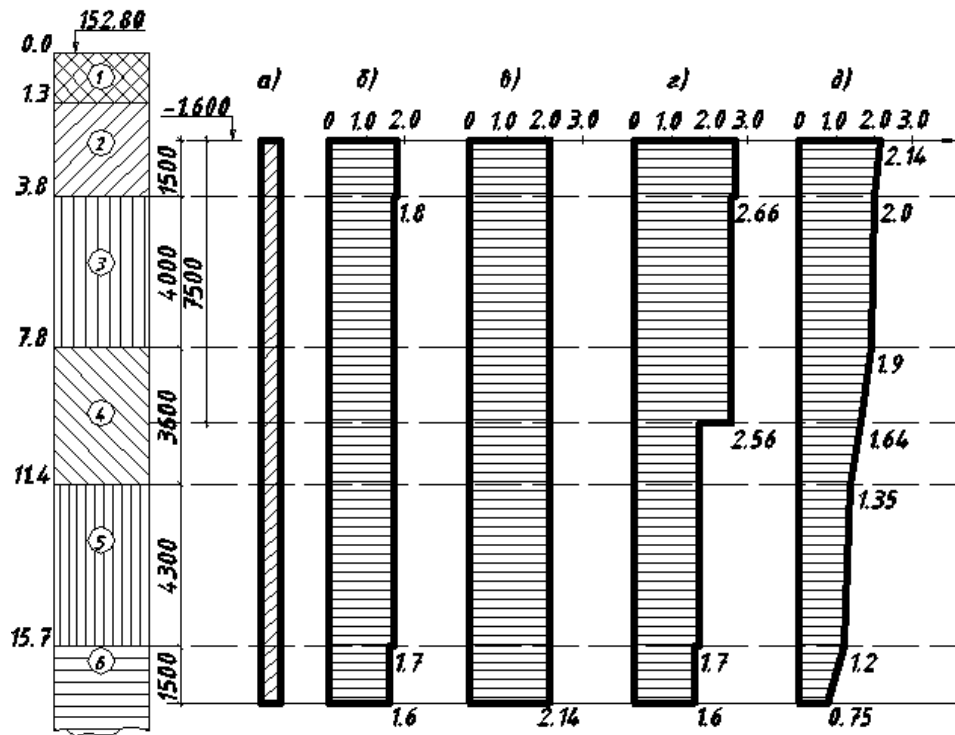


Рис. 3.19 – Епюри тисків у тілі ґрунтоцементної палі: а – паля; б – розрахунковий опір R_p ґрунтоцементу на стиск; в – тиск у палі від фактичного σ навантаження; г – розрахунковий опір на стиск армованого ґрунтоцементу R_p^a ; д – тиск у стовбурі з урахуванням тертя за бічною поверхнею

IV. РЕЗУЛЬТАТИ ГЕОДЕЗИЧНИХ СПОСТЕРЕЖЕНЬ ЗА ОСІДАННЯМИ БУДІВЕЛЬ НА ҐРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЯХ

Як вже відзначено в третьому розділі, армовані ґрунтоцементні палі було застосовано при зведенні трьохсекційного дев'яти-десяти поверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями по вул. Володимира Козака, 14 у м. Полтава, фото якого подано на рис. 4.1.



Рис. 4.1 – Загальний вигляд трьохсекційного дев'яти-десяти поверхового житлового будинку по вул. Володимира Козака, 14 у м. Полтава (порядок секцій – зліва – направо)

Будівельний майданчик розташований на території зі щільною забудовою (див. рис. 3.1). Інженерно-геологічний розріз ділянки будівництва подано на рис. 3.2, а значення фізико-механічних характеристик ґрунтів цієї ділянки – в табл. 3.1 і 3.2.

Під секції I і II цієї будівлі були влаштовані армовані ґрунтоцементні палі довжиною 6 м і діаметром 500 мм. Армування паль здійснювали заглибленням у в них зварних арматурних каркасів. При цьому під середню стіну будівлі палі розташовано в три ряди з відстанню між осями цих рядів 1000 мм і відстанню між осями паль в одному ряді також 1000 мм. Під зовнішні стіни палі розташовано як у три ряди (відстань між осями яких – 1000 мм, відстань між осями паль в одному ряді – 1100 мм), так і місцями в два ряди (відстань між осями яких – 1000 мм, відстань між осями паль в одному ряді – 1000 мм). Під секцію III влаштовано буроін'єкційні палі. Роз'єднувальних екранів між секціями не влаштовували.

Методика і результати геодезичних спостережень. З метою визначення фактичних величин осідань основ ґрунтоцементних паль будівлі було організоване постійне спостереження за його осіданнями шляхом нівелювання за III класом точності. Для цього на усіх секціях будівлі у характерних місцях на рівні цоколя несучих стін встановлено поверхневі марки. В якості марок використано металеві штирі діаметром 20 мм, закладені у стіну на глибину близько 130 мм. Для зручного встановлення на марку нівелірної рейки штир виступає з площини стіни на 20 мм (рис. 4.2).

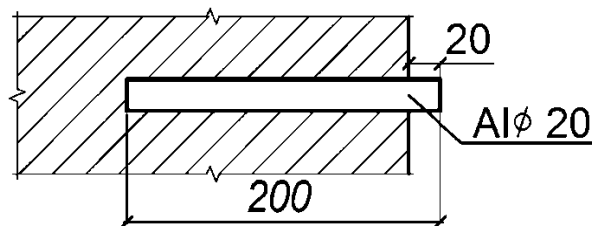


Рис. 4.2 – Схема встановлення геодезичної марки у цегляну стіну будівлі

Розміщення деформаційних марок та опорних зв'язних точок є одною з основних частин роботи з виміру деформацій. Від коректного розташування необхідної кількості марок залежить якість, повнота й однозначність виявлення деформацій. Деформаційні марки закріплюють на будівлі приблизно на одному рівні. Їх розташовують на кутах будівлі, по обидва боки від деформаційних швів, у місцях примикання поперечних та поздовжніх несучих стін. Відстань між марками залежить від інженерно-геологічних умов ділянки, конструкції фундаментів, очікуваного осідання та його нерівномірності. Марки розміщують на відстані одна від одної до 15 м. Крім марок закріплюються зв'язні точки, які призначені для зв'язку нівелювання та формування однозначного нівелірного ходу.

Спостереження проводять з метою визначення осідань секцій будівлі:

- їх характерних елементів (несучих і самонесучих стін, місць примикнень секцій, кутів);
- в залежності від різновидів і стану їх основ фундаментів;
- в залежності від наявності чи відсутності захисних екранів для нейтралізації їх взаємного впливу;
- для порівняння результатів спостережень з даними польових випробувань ґрунтів палями, з розрахунковими і граничними осіданнями відповідно до діючих норм, а також з результатами обчислювального експерименту за допомогою програмних комплексів, складених на підставі рішень нелінійної механіки ґрунтів.

Питання обґрунтування точності та періодичності геодезичних вимірів при спостереженні за

деформаціями споруд є дуже важливим, оскільки від вірного та своєчасного його вирішення залежить вибір приладів і обґрунтування методики геодезичних спостережень. Частоту та точність проведення вимірів осідань визначали, виходячи з інтенсивності осідань і величини, яка характеризує граничний стан споруди. Таким чином, інтенсивність деформування основи звичайно вимірюють у процесі будівництва та експлуатації споруди. У будівельний період, коли осідання значні, точність спостережень може бути відносно невеликою. В період експлуатації, коли величини та швидкості деформування основи малі, точність спостережень повинна бути вищою, а частота меншою.

Суттєве значення має вибір інтервалу часу між послідовними циклами спостережень. В залежності від виду та стану ґрунтів основи 50-85% деформацій відбувається за будівельний період. Кількість циклів спостережень за деформаціями будівель та споруд у будівельний період визначають за ознакою росту навантаження на основу. Зразу після влаштування фундаментів виконують нульовий цикл спостережень. Перший цикл спостережень починають після того, як маса споруди досягне 25% її повної маси. Наступні цикли слід проводити при досягненні навантаження, яке відповідає 50, 75, 100% повної маси споруди. В залежності від швидкості деформування можливо проводити додаткові цикли спостережень. Після досягнення повної маси будівлі дослідження деформацій проводять 2-3 рази в рік.

Нівелювання марок житлового будинку проводили нівеліром Н-1 та інварною рейкою з двома шкалами із сантиметрових поділок розміщених у шаховому порядку. В якості висотної основи використовують ґрунтові репери, закладені в районі дослідження. Нівелювання прокладають у вигляді нівелірних ходів по реперах та зв'язних точках із включенням в хід деформаційних марок. Нівелювання проводять у прямому та зворотному напрямках способом із середини при достатніх умовах видимості. Станції для нівелювання вибирають таким чином, щоб забезпечувалася рівність відстаней від нівеліра до марок з точністю до 2 м. Довжина променя візування не повинна перевищувати 35 м, а його висота над рівнем землі не повинна бути менше 0,3 м. Нівелір перед спостереженнями підлягає метрологічному контролю згідно норм.

На кожній станції проводять контроль вимірювань шляхом визначення різниці перевищень, отриманих двічі, які не повинні бути більшими 2 мм. Допустима нев'язка ходу при кількості перевищень більше 15 не повинна перевищувати $2,5\sqrt{n}$ мм, де n – кількість перевищень у ході одного напрямку.

Частота і точність вимірів визначається із наступних послілань:

- інтенсивності осідань;
- величини, яка характеризує граничний стан висотного положення будівлі.

У період будівництва осідання основи прогресує, тому точність вимірів може бути невисокою, а частота вимірів більша. У період експлуатації будівлі швидкість осідань затухає, відповідно, вимоги до точності вимірів підвищуються – частота вимірів зменшується. При цьому виходять з вимог про те, що збільшена удвічі квадратична похибка визначення осідань не повинна перебільшувати найменшу величину осідань. Це забезпечує отримання даних про осідання та їх нерівномірності з довіркою імовірністю 0,95. Для отримання із заданою імовірністю даних про швидкість розвитку осідання будинку необхідно, щоб середня квадратична похибка відміток осадочних марок не перевищувала мінімальної величини цієї швидкості.

Геодезичні спостереження за осіданнями трьохсекційного житлового будинку в м. Полтаві по вул. Володимира Козака, 14 розпочато у червні 2013 р., коли було зведено цоколь будинку, в який встановлено геодезичні марки. Спостереження продовжують і на теперішній час. На 1.02.2015 р.

будинок здано в експлуатацію. Схема нівелювання з розміщенням деформаційних марок, реперів та станцій, які їх зв'язують, наведена на рис. 4.3.

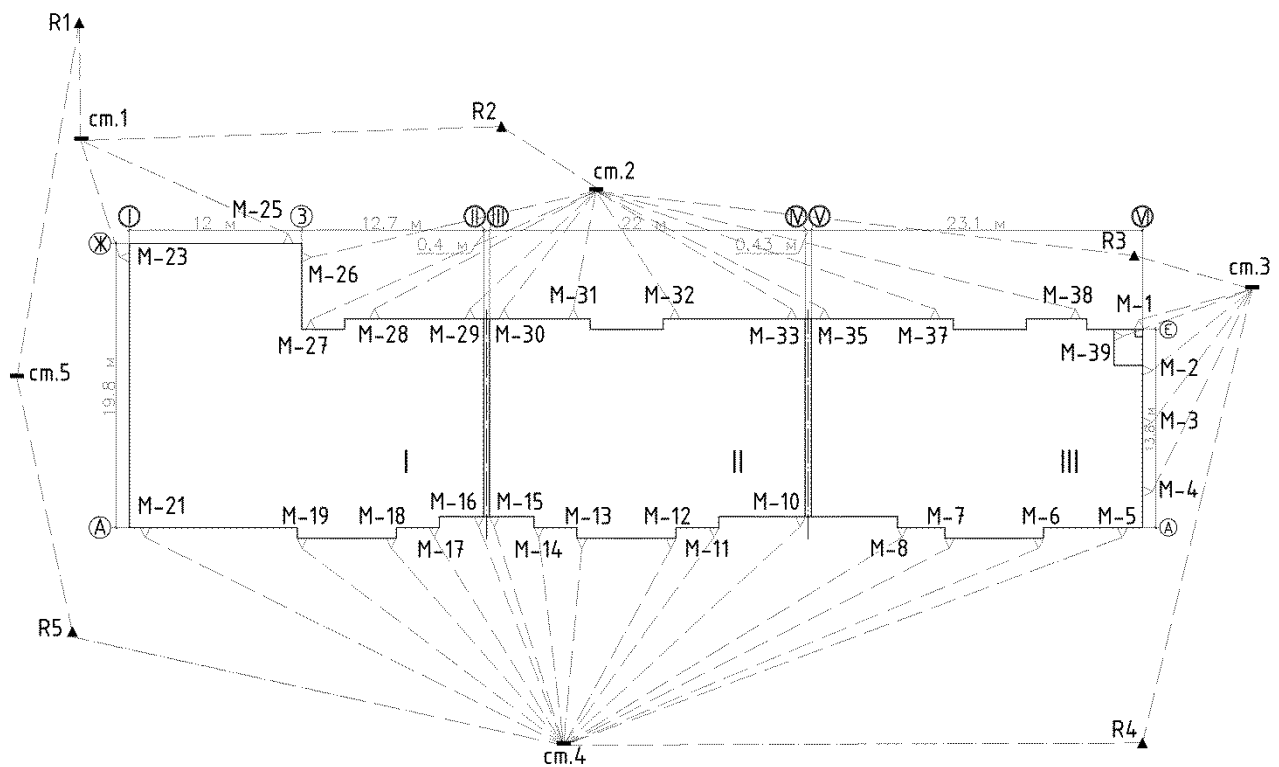


Рис. 4.3 – Схема нівелювання геодезичних марок дев'яти-десяти поверхового житлового будинку по вул. Володимира Козака, 14 у м. Полтава: I-III – номери секцій будівлі; M-1...M39 – стінові марки; R-1...R-5 – репери; ст.1...ст.5 – проміжні станції нівелювання

У процесі спостережень у момент виміру осідання марки проводили виміри об'єму виконаних робіт (цегляна кладка, перекриття, наявність навантажень на перекриттях і т. ін.). За цими даними розраховували погонне навантаження на ростверк і на окрему палю.

На рис. 4.4 подані графіки мінімального, середнього, максимального осідання в часі геодезичних марок дев'яти-десяти поверхового житлового будинку по вул. Володимира Козака, 14 у м. Полтава. В результаті натурних досліджень, зокрема, встановлено, що на 1.02.2015 р.:

- мінімальне осідання стінових марок першої секції будівлі склало 29 мм, середнє – 38,9 мм, а максимальне – 60 мм;
- мінімальне осідання стінових марок другої секції будівлі склало 32 мм, середнє – 45,8 мм, а максимальне – 67 мм;
- мінімальне осідання стінових марок третьої секції будівлі (з буроін'єкційними палями) склало 40 мм, середнє – 54,0 мм, а максимальне – 70 мм;
- як абсолютні осідання всіх секцій будинку, так і відносні нерівномірності осідань цих секцій менше за допустиму нормами величину [7];
- простежується тенденція до стабілізації осідань основи пальових фундаментів будівлі;
- взаємного впливу секцій, що викликав їх нерівномірні деформації, майже не зафіксовано.

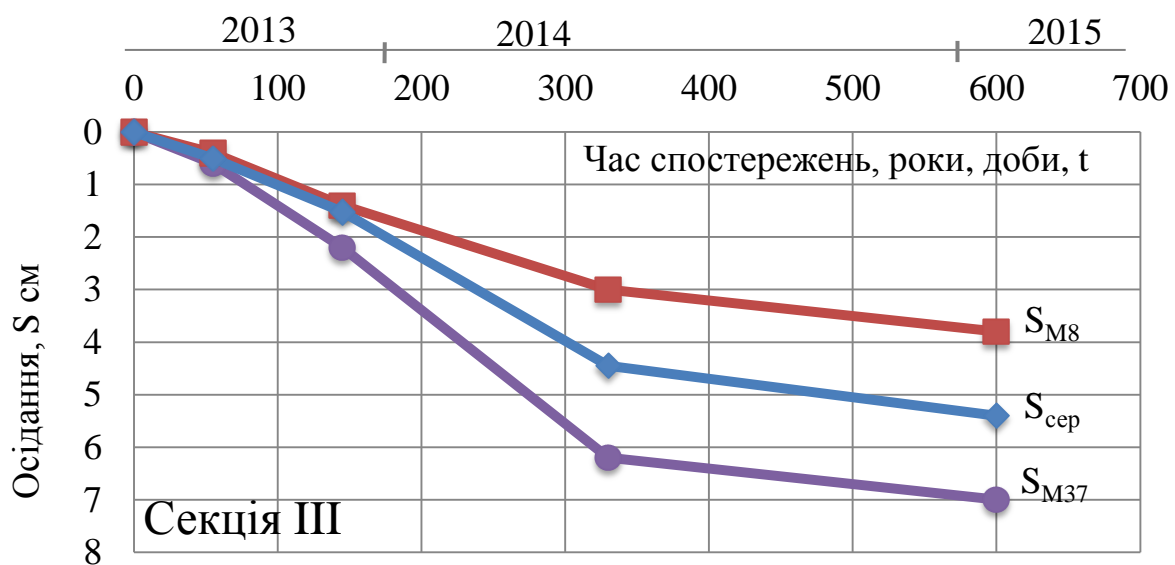
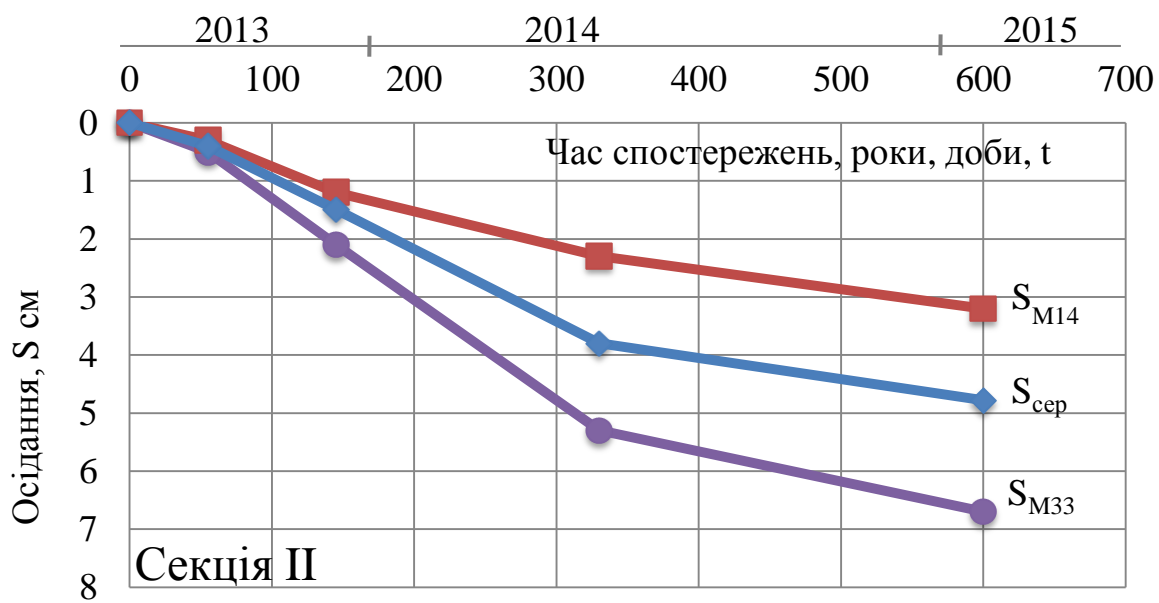
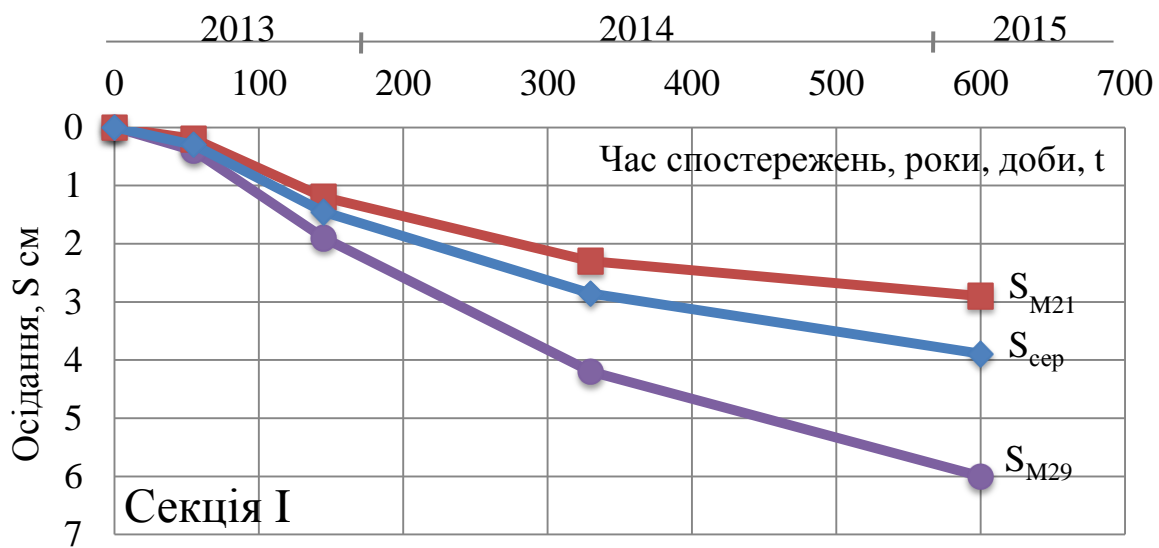


Рис. 4.4 – Графіки мінімального, середнього та максимального осідання в часі геодезичних марок житлового будинку по вул. Володимира Козака, 14 у м. Полтава: а – секція I; б – секція II; в – секція III

V. ЕКОНОМІКА, ВИТРАТИ МАТЕРІАЛІВ І ЕНЕРГОРЕСУРСІВ

Економіка. При проектуванні комплексу багатоповерхових житлових будинків в інженерно-геологічних умовах Полтавського лесового плато було розглянуто чотири варіанти фундаментів (див. рис. 5.1). Основа фундаментів будівель складена такими ґрунтами:

- ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар і суглинок гумусований, загальна потужність 1,1 м.
- ІГЕ-2 – суглинок лесований, твердий, важкий пілуватий, високопористий, просадочний, у природному/зволоженому станах модуль деформації його складає $E = 9/4$ МПа, потужність 1,5 м;
- ІГЕ-3 – суглинок лесовий, легкий пілуватий, твердий, високопористий, просадочний, у природному/зволоженому станах модуль деформації його складає $E = 7/2$ МПа, потужність 5,4 м;
- ІГЕ-4 – суглинок лесовий, важкий пілуватий, напівтвердий, у природному/зволоженому станах модуль деформації його складає $E = 16/16$ МПа, потужність 4,4 м.

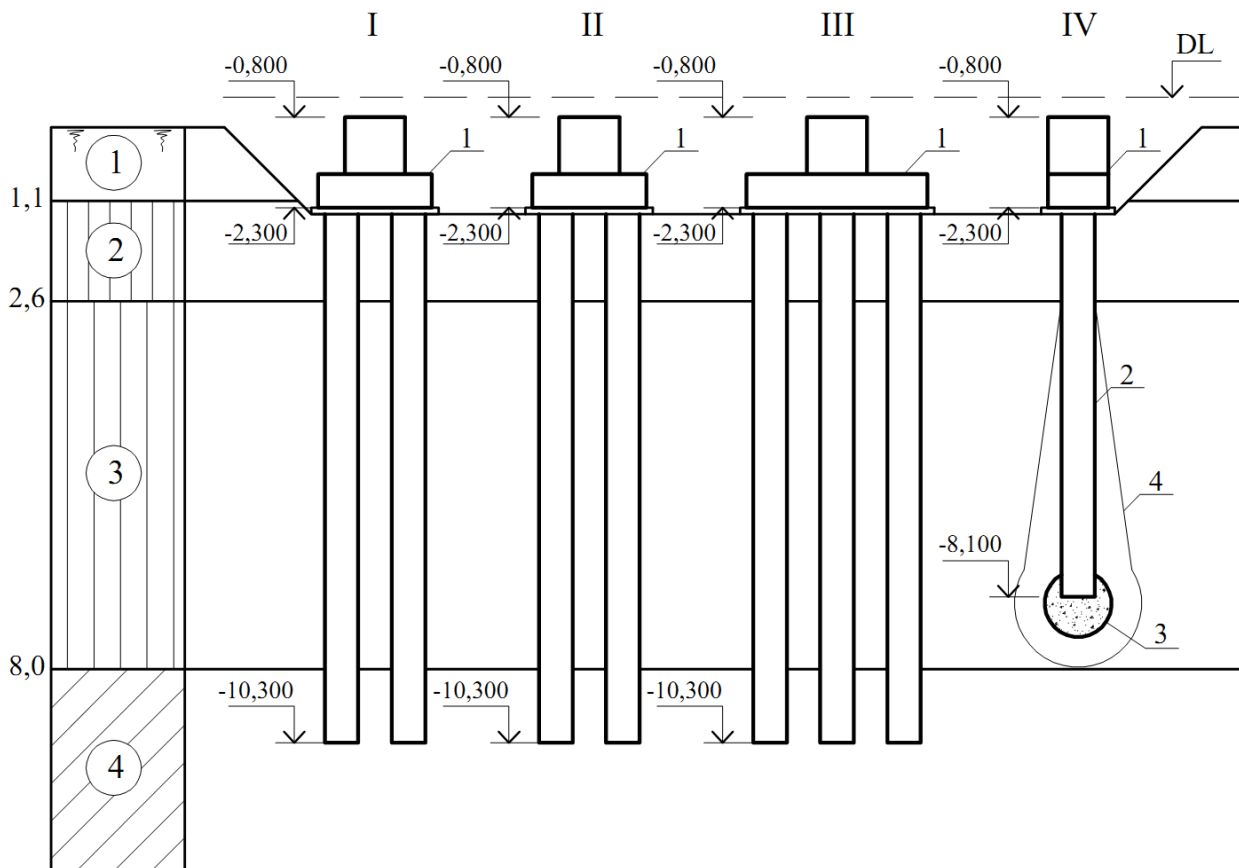


Рис. 5.1 – Варіанти фундаментів житлових будинків: I – бурові бетонні палі БН-0,5-8; II – буроін'єкційні палі БІП-0,5-8; III – ґрунтоцементні палі ГЦП-0,5-8; IV – палі у пробитих свердловинах ППС-0,5-1,5:

1 – ростверк, 2 – стовбур, 3 – розширення з втрамбованого щебню, 4 – ущільнений ґрунт

В якості варіантів фундаментів будівель було розглянуто наступні конструкції:

- варіант I – базовий – на бурових бетонних палях БН-0,5-8;
- варіант II – на буроін'єкційних палях БІП-0,5-8;
- варіант III – на бурових ґрунтоцементних палях ГЦП-0,5-8;
- варіант IV – на палях у пробитих свердловинах ППС-0,5-1,5.

Усі палі мають однаковий діаметр 500 мм, вони прорізають просадочну товщу й спираються на ІГЕ-4 – суглинок напівтвердий. При цьому усі палі мають різне значення їх несучої здатності. Базовим варіантом вважаємо бурові бетонні палі, які виготовляються під захистом обсадних труб з наступним їх вилученням для подальшого використання. Буроін'єкційні палі за рахунок ін'єктування бетону під тиском до 1,0 МПа влаштовуються з ущільненням ґрунту, що збільшує їх несучу здатність на 25% порівняно з набивними бетонними. Ґрунтоцементні палі виконуються за бурозмішувальним методом, їх несуча здатність приймається з умов міцності ґрунтоцементу, яка значно менша ніж для бетону. Палі в пробитих свердловинах за рахунок влаштування жорсткого ядра з втрамбованого щебню мають достатньо велику несучу здатність.

Витрати цементу для виготовлення ГЦП-0,5-8 прийнято у кількості 250 кг на 1 м³ скелету ґрунту.

Для всіх варіантів фундаментів були розраховані: об'єми земляних робіт; бетону, ґрунтоцементу, необхідна кількість арматурних виробів. На основі отриманих витрат матеріалів та об'ємів робіт за допомогою програмного комплексу АВК-3 було складено локальні кошториси (форма №4) за кожним з варіантів. Їх розробляли на основі:

- ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН, ДБН Д.2.2 -1- 99, ДБН Д.2.2-47-99);
- збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції (ЗЄКЦ – 97, ДБН IV – 4-97);
- збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції – індивідуальні норми;
- збірника цін на перевезення ґрунту;
- вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України;
- загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників додатка 3 до ДБН Д.1.1 – 1 – 2000.

В економічній науці існує розгалужена система показників. Наявність її дозволяє оцінити складні господарські та технічні вирішення з різних боків, з достатнім ступенем точності. Однак ці показники, як правило, суперечливі. В зв'язку з цим виникла задача співставлення економічних показників у єдиному несуперечливому показнику, абсолютна величина якого одночасно свідчила б про економічну оцінку варіантів. Таким показником є приведені витрати, що отримали широке розповсюдження у практиці економічного оцінювання варіантів проектних рішень

$$Z_n = C + E_n \cdot K, \quad (5.1)$$

де: Z_n – показник приведених витрат;

C – собівартість будівельно-монтажних робіт;

$E_n = 0,16$ – коефіцієнт ефективності інвестицій;

K – розмір інвестицій (капітальні вкладення у виробничі фонди).

Величини C і K прирівнюють за допомогою нормативного коефіцієнта ефективності капітальних вкладень E_n , який є допустимим мінімумом зниження собівартості на одиницю додаткових капітальних вкладень, за якими вони визнаються ефективними.

Собівартість робіт визначається за виразом

$$C = PB + 3BB, \quad (5.2)$$

де *ПВ* – прямі витрати, грн. (під ними розуміють витрати, пов'язані з виконанням будівельних робіт, які можна прямо та безпосередньо включити до собівартості конкретних будівельних робіт);

ЗВВ – кошторисна величина загальновиробничих витрат, грн.

Капітальні вкладення у виробничі фонди

$$K = K_{ОВФ} + K_{обігові\ кошти}, \quad (5.3)$$

де $K_{ОВФ}$ – основні виробничі фонди;

$K_{обігові\ кошти} = C_{см}/K_{обор.}$ – обігові кошти, $C_{см.}$ – кошторисна вартість (всього по кошторису), грн.;

$K_{обор.} = 3-4.$

Основні виробничі фонди визначають за формулою

$$K_{ОВФ} = \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i \cdot T_{i,об.}}{T_{i,рiчн.}}, \quad (5.4)$$

де: Φ_i – первісна вартість i -тої машини, грн.;

T_i – тривалість роботи i -тої машини на об'єкті, год.;

$T_{i,рiчн.}$ – нормативна тривалість роботи за рік, год.

У табл. 5.1 наведені основні показники проекту варіантів фундаментів.

Таблиця 5.1 – Техніко-економічні показники проекту варіантів фундаментів

Варіанти фундаментів	Навантаження на палю, N , кН	Кількість палей у фундаментах	Об'єм, m^3	Усього за кошторисом, тис. грн.	Витрати умовного палива у т
БН-0,5-8	450	882	1411	2882,4	231,4
БІП-0,5-8	560	705	1129	1974,0	180,6
ГЦП-0,5-8	300	1323	2117	1587,6	241,3
ППС-0,5-1,5	900	456	705	1185,6	118,4

Таким чином, відповідно до табл. 5.1 у розглянутих інженерно-геологічних умовах ефективними слід вважати палі у пробитих свердловинах. Вони мають найменшу кошторисну вартість і витрати енергоресурсів. Але їх влаштування супроводжується динамічними впливами на існуючі будівлі і та їх мешканців. Тобто, їх використання доцільне на нових територіях забудови. За умов стисненої забудови доцільно використовувати ґрунтоцементні палі.

Кошторисна вартість є базовою для розрахунку планової собівартості будівельно-монтажних робіт та дозволяє, з одного боку, будівельній організації прогнозувати попередньо рівень своїх майбутніх витрат, а з іншого боку, замовнику – оцінити рамки, в яких може здійснювати торг з підрядною будівельною організацією. Також вона є основним показником, за яким державні органи оподаткування контролюють прибутковість конкретної операції будівельною організацією.

Енергоємність. Ефективність будівництва кількісно виміряється співставленням отриманого у його процесі результату і витрат на його досягнення. Поряд зі зниженням матеріалоємності й вартості будівництва при оцінці його ефективності слід враховувати заощадження енергоресурсів.

Відомо, що витрати енергетичних ресурсів на виготовлення будівельних матеріалів і конструкцій складають 80-90% усіх сумарних витрат у будівництві. У промисловому і цивільному будівництві на виготовлення елементів фундаментів, бетону та розчину у заводських умовах витрачається 75-80% сумарних витрат енергоресурсів; на доставляння елементів фундаментів, бетону та розчину до місця будівництва усіма видами транспорту – 10%; на будівельно-монтажні роботи – 7-9% [1, 13, 21, 41].

Як показує досвід фундаментобудування, монолітні фундаменти за основними техніко-економічними показниками, як правило, перевершують збірні. Збірні фундаменти можуть зрівнятися з монолітними за наведеними витратами лише у тому випадку, коли їх собівартість зменшиться удвічі.

Тобто подальшим напрямком шляху технічного прогресу в фундаментобудуванні є вдосконалення технології влаштування монолітних фундаментів. У зв'язку з цим впровадження ґрунтоцементу для армування ґрунту та виготовлення палей є доцільним з точки зору заощадження матеріалів та енергетичних ресурсів у будівництві.

Енергетичні витрати на одиницю виміру конструкцій і матеріалів, які використовуються у будівництві, визначаються питомою енергомісткістю [1, 13, 21, 41], яка враховує повні витрати усіх видів енергій на виготовлення, транспортування, влаштування фундаментів, а також інші роботи, включно догляд за бетоном у зимовий період. У табл. 5.2 наведено розрахунок витрат умовного палива на влаштування 1 п/м армованої ґрунтоцементної палі діаметром 450 мм, яка виготовлена за бурозмішувальною технологією.

Таблиця 5.2 – Витрати умовного палива на виготовлення 1 м.п. ґрунтоцементної палі діаметром 450 мм

№ п.п.	Найменування процесу	Формула підрахунку	Витрати умовного палива, кг
1	Доставляння розчинозмішувача та розчинонасосу до місця роботи	$\frac{0,5 \cdot V}{\Pi_{з.м.}} \cdot Q$	0,260
2	Доставляння бурової установки до місця роботи	$\frac{0,5 \cdot V_1}{\Pi_{з.м.}} \cdot Q_1$	0,272
3	Доставляння води до місця роботи	$\frac{0,5 \cdot V_2}{\Pi_{з.м.}} \cdot Q$	0,392
4	Доставляння арматури до місця роботи	$\frac{0,5 \cdot V}{\Pi_{з.м.}} \cdot Q$	0,260
5	Буріння, розпушування ґрунту та перемішування його з цементною суспензією	$\frac{t_{з.м.} \cdot K_r \cdot V_3}{\Pi_{з.м.}} \cdot Q_1$	2,898
6	Приготування та нагнітання цементної суспензії у розпушений ґрунт з витратами на виготовлення цементу	$m_{ц} \cdot Q_2 + \frac{t_{з.м.} \cdot K_r \cdot V_4}{\Pi_{з.м.}} \cdot Q$	13,716
7	Виготовлення і встановлення арматурного каркасу	$\frac{t_{к} \cdot V_5}{l_n} \cdot Q$	0,198
		Разом	17,973

Примітка. У табл. 5.2 V ; V_1 ; V_2 – витрати палива у кг на 100 км пробігу відповідно МАЗ-500, ЗИЛ-131, КрАЗ-257Б1, $V = 26,6$ кг; $V_1 = 27$ кг; $V_2 = 40$ кг.

V_3 ; V_4 – витрати палива у л/год. відповідно для роботи бурової машини і генератора, $V_3 = 12$ л/год.; $V_4 = 13$ л/год. V_5 – витрати дизельного палива на 1 год. роботи крану КС4561, $V_5 = 6,1$ кг.

$\Pi_{з.м.}$ – змінна продуктивність ланки з улаштування армованих ґрунтоцементних палей, $\Pi_{з.м.} = 40$ п/м; $t_{з.м.}$ – тривалість зміни, $t_{з.м.} = 8$ год.

$t_{к}$ – тривалість встановлення арматурного каркасу у тіло ґрунтоцементної палі;

Q ; Q_1 – витрати умовного палива у кг при згорянні 1 кг відповідно дизельного палива та бензину,
 $Q = 1,45$ кг; $Q_1 = 1,49$ кг;

m_u – витрати цементу на 1 п/м ґрунтоцементної палі, $m_u = 0,05$ т;

Q_2 ; Q_3 – наведені витрати палива та електроенергії на виробництво й транспортування портландцементу М400 у кг умовного палива на 1 т цементу, 1 кг арматури, $Q_2 = 279,7$ кг; $Q_3 = 1,04$ кг.

K_r – коефіцієнт використання техніки за часом на протязі зміни, $K_r = 0,9$.

l_n – довжина ґрунтоцементної палі, $l_n = 7$ м.

Витрати енергоресурсів для доставки обладнання, матеріалів і води визначені з розрахунку, що транспорт щоденно долає відстань у 33 км (0,3 від 100 км) з бази на будівельний майданчик і з майданчика на базу. Як свідчить розрахунок, питомі витрати на виготовлення 1 м³ ґрунтоцементної палі діаметром 450 мм склали $V_{уб} = 113$ кг умовного палива. У той же час на виготовлення м³ бетонної бурової палі того ж перерізу та довжини витрачається $V_{бнл} = 132$ кг умовного палива.

У табл. 5.3 наведено значення питомих витрат енергоресурсів на матеріали, виготовлення, транспортування і влаштування будівельних конструкцій. Витрати умовного палива на виготовлення розглянутих вище варіантів фундаментів будинку слід розраховувати за такою загальною формулою

$$E_{\phi} = \sum_{i=1}^{i=n} E_{ui} \cdot V_i, \quad (5.5)$$

де E_{ui} – питомі витрати енергоресурсів на виконання елементів фундаментів (табл. 5.3);

V_i – відповідно кількісні показники (об'єм, маса) елементів фундаментів.

Таблиця 5.3 – Питомі витрати енергетичних ресурсів, кг умовного палива

№№ п/п	Найменування виду матеріалів і будівельних процесів	Одиниці виміру	Питомі витрати, Е, кг ум. пал.	Посилання
1	Земляні роботи	м ³	0,87	[1, 13, 21, 41]
2	Шлакопортландцементу М 400	т	210	[1, 13, 21, 41]
3	Портландцементу М 400	т	230	[1, 13, 21, 41]
4	Портландцементу М 500	т	242	[1, 13, 21, 41]
5	Ґрунтоцементну елементів Ø 450 мм	м ³	92	[1, 13, 21, 41]
6	Арматури і закладних деталей	т	1040	[1, 13, 21, 41]
7	Щебню	м ³	3,0	[1, 13, 21, 41]
8	Монолітного важкого бетон В-15	м ³	102	[1, 13, 21, 41]
9	Монолітного важкого бетон В-20	м ³	118	[1, 13, 21, 41]
10	Збірного бетону В-7,5	м ³	143	[1, 13, 21, 41]
11	Збірного бетону В-20	м ³	152,8	[1, 13, 21, 41]
12	Навантаження-розвантаження збірного з/б	м ³	1,8	[1, 13, 21, 41]
13	Транспортування збірного з/б до 15 км	м ³	3,1	[1, 13, 21, 41]
14	Занурення паль дизель-молотом	м ³	4,9	[1, 13, 21, 41]
15	Укладання монолітного бетону у конструкцію	м ³	0,9	[1, 13, 21, 41]
16	Транспортування монолітного бетону до 15 км	м ³	9,1	[1, 13, 21, 41]
17	Транспортування щебню до 15 км	м ³	3,55	[1, 13, 21, 41]
18	Транспортування арматури до 15 км	т	3,0	[1, 13, 21, 41]
19	Монолітний з/б В15 у фундаменті	м ³	109,5	[1, 13, 21, 41]
20	Збірний бетон В7,5 стін фундаментів	м ³	142,5	[1, 13, 21, 41]
21	Збірний з/б В20 пальового фундаменту	м ³	164,2	[1, 13, 21, 41]

Дані розрахунку за формулою (5.5) наведено в останній колонці табл. 5.4. За цими даними найменші витрати енергоресурсів – у варіанту фундаментів на армованих ґрунтоцементних палях.

Таблиця 5.4 – Таблиця витрат матеріалів для виготовлення варіантів фундаментів багатоповерхового житлового будинку

Варіанти фундаментів	Земляні роботи, м ³	Монолітний бетон В15, м ³	Арматура, т	Ґрунтоцемент, м ³	Витрати умовного палива, т
Армовані ґрунтоцементні палі	6538	288	22,6	585,3	66,1
Буроін'єкційні палі	6538	288	22,6	–	72,7
Буронабивні палі	6538	288	93,1	–	79,3

Проведені розрахунки і порівняння дозволяють зробити такі основні висновки:

– оцінено можливість створення фундаменту багатоповерхового житлового будинку з несучими цегляними стінами у інженерно-геологічних умовах Полтавського лесового плато на ґрунтоцементних палях, які виготовляють за бурозмішувальною технологією;

– запропоновано і перевірено методику оцінювання енергомосткості будівництва фундаментів різних конструкцій; для конкретних умов розрахунками доведено, що фундаменти на ґрунтоцементних палях потребують на влаштування меншу кількість умовного палива порівняно з фундаментами на природній основі і на призматичних палях;

– порівняння варіантів фундаментів будинку, побудованого на лесованих суглинках, показало ефективність армованих ґрунтоцементних палей порівняно з буронабивними і буроін'єкційними палями.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

На підставі проведених досліджень і впроваджень бурових ґрунтоцементних палей, які виготовляють за бурозмішувальною технологією можливо зробити такі висновки.

1. Бурові монолітні палі витісняють з будівельного ринку Світу збірні палі завдяки їх економічності та зручності технології виготовлення безпосередньо на будівельному майданчику. Але у нестійких ґрунтах влаштування бурових палей додатково потребує проведення буріння під захистом обсадних труб або бурового розчину. Ці заходи збільшують вартість будівництва і його термін.

2. З розвитком бурозмішувального методу проведення цементації дисперсних ґрунтів отримали розповсюдження ґрунтоцементні палі. Матеріалом для їх виготовлення слугують ґрунт майданчика будівництва, цемент, вода. Спеціальним долотом з поверхні дна котловану ґрунт основи в межах площі долота розпушують, просочують водоцементною суспензією і перемішують до стану рухливої однорідної ґрунтоцементної суміші. За необхідності в рухливу суміш занурюють просторовий каркас сталеві арматури. Наявність рухливої ґрунтоцементної суміші однозначно забезпечує стійкість стінок свердловини у будь-яких ґрунтах, в тому числі пливунах. Внаслідок тужавіння ґрунтоцементної суміші утворюється ґрунтоцементна паля проектного діаметру та глибини закладення.

3. Світовий досвід використання бурозмішувального методу цементації дисперсних ґрунтів показав, що при цьому існує складність ущільнення ґрунтоцементної суміші і високе її водоцементне відношення (особливо нижче рівня ґрунтових вод $V/C > 1,5$). Цей факт привод до того, що значна частина води суміші є зайвою в процесі гідратації цементу і утворює його додаткову пористість. Таке

явище значно знижує міцність ґрунтоцементу, що призводить до зниження несучої здатності ґрунтоцементних паль за матеріалом. У багатьох випадках несуча здатність такої палі за ґрунтом значно вища ніж за матеріалом. Це знижує ефективність ґрунтоцементних паль і потребує додаткових заходів при виготовленні таких паль.

4. За результатами лабораторних досліджень фізико механічних характеристик ґрунтоцементу й статичних випробувань ґрунтоцементних паль встановлено що:

- при збільшенні вмісту цементу з 5% до 50% механічні характеристики ґрунтоцементу збільшуються за лінійною залежністю; цим самим доведено, що конструктивну міцність ґрунтоцементу можливо регулювати кількістю цементу навіть до повної заміни ґрунту цементним розчином;

- експериментально встановлено, що у ґрунтів з меншим вмістом глинистих частинок механічні характеристики вище; тому для виготовлення міцного ґрунтоцементу найбільш ефективними є піщані ґрунти з незначним вмістом глинистих частинок;

- доведено, що використання піску і хвостів у якості добавок при виготовленні ґрунтоцементу з глинистого ґрунту, призводить до збільшення його механічних характеристик; використання хвостів у порівнянні з піском, у якості добавки, призводить до більшого зростання механічних характеристик;

- шляхом порівняння результатів випробувань армованих і неармованих ґрунтоцементних паль статичним навантаженням, а також результатів математичного моделювання, можна стверджувати, що армування сталевим каркасом дозволяє підвищити несучу здатність ґрунтоцементних паль за матеріалом до величини, яка перевищує значення їх несучої здатності по ґрунту.

5. Експериментально доведено ефект збільшення щільності ґрунтоцементу, який виготовлений з пилуватих глинистих ґрунтів чи з мілких кварцових пісків, внаслідок вібрування рідкої ґрунтоцементної суміші. Встановлено, що існує оптимальна величина інтенсивності вібрування, коли для певного складу ґрунтоцементної суміші досягається максимальне значення його щільності. При більшій інтенсивності вібрування ґрунтоцементна суміш розшаровується. Ефект ущільнення ґрунтоцементної суміші вібруванням виникає за рахунок витиснення з нього води, та бульбашок повітря. При більших значеннях водоцементного відношення відносно збільшення міцності ґрунтоцементу більше. Та зі збільшенням природної вологості ґрунту – міцність ґрунтоцементу падає.

6. За результатами експериментальних досліджень водонепроникності за методом «мокрої плями» і експрес-методом (приладом ВВ-2) ґрунтоцементу з лесового легкого суглинку з додаванням 20% портландцементу М400 від ваги сухого ґрунту при В/Ц = 1, виготовлених за бурозмішувальною технологією без додаткового ущільнення і гідрофобних добавок, вона відповідає марці як для бетонів W14. Випробування ґрунтоцементу, як закріпленого ґрунту, на розм'якливість показали, що він не лише не розмокає у воді, та при цьому ще збільшує свою міцність.

7. Геодезичні спостереження за осіданнями дев'яти-десяти поверхового житлового будинку на армованих ґрунтоцементних палях довжиною 6 м і діаметром 500 мм за умов замкнених лесових основ показали, що як абсолютні осідання всіх секцій будинку, так і відносні нерівномірності осідань цих секцій значно менші за допустиму нормами величину.

8. Проведене, в рамках роботи, економічне порівняння трьох варіантів фундаментів бурових паль різних конструкцій показало економічну ефективність впровадження ґрунтоцементних паль. Вдосконалено існуючу методику визначення витрат енергоресурсів для оцінки енергомісткості будівництва фундаментів з використанням ґрунтоцементу.

ЛІТЕРАТУРА

1. Альтшуллер Е.М. О показателе удельной энергоемкости в индустриальном домостроении / Е.М. Альтшуллер // Бетон и железобетон. – 1982. – № 8. – С. 27 – 28.
2. Безрук В.М. Теоретические основы укрепления грунтов цементом / В.М. Безрук. – М.: Автотрансиздат, 1956. – 179 с.
3. Бройд И.И. Струйная геотехнология: учебн. пособие. / И.И. Бройд. – М.: АСВ, 2004. – 448 с.
4. Винников Ю.Л. Лабораторные исследования цементации заторфованных грунтов буросмесительным методом / Ю.Л. Винников, А.И. Ярмолюк // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сб. тр. науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2010. – С. 236 – 240.
5. Винников Ю.Л. Підсумки випробувань на одноплощинне зрушення зразків заторфованих ґрунтів, армованих за бурозмішувальним методом / Ю.Л. Винников, О.І. Ярмолюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 22. – Рівне: НУВГП, 2011. – С. 611 – 617.
6. Готман А.Л. Исследование свай, изготовленных методом струйной цементации в глинистых грунтах, и их расчет / А.Л. Готман, М.Н. Хурматуллин // Тр. Междунар. научн. конф. «Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства». – Пермь, 2011 – С. 107 – 114.
7. ДБН В.2.1-10:2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2013. – 161 с.
8. ДСТУ Б В.2.1-27:2011. Палі, визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 11 с.
9. Еремін В.Я. Некоторые проблемы качества буронабивных свай / В.Я. Еремін, А.В. Еремін, Н.В. Сарафанов // Труды междунар. научно-техн. конф. «Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях». – Т. 1. Уфа: БашНИИстрой, 2006. – С. 85 – 96.
10. Зоценко В.М. Результати впровадження ґрунтоцементних паль як фундаментів будівель і споруд / В.М. Зоценко, Сторожено Л.І., Косточка Є.Г. // Каталог сучасних наукових розроблень. – ПНТУ. – Полтава. – 2009. – С. 89.
11. Зоценко М.Л. Ґрунтоцементні основи та фундаменти / М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К.: ДП НДІБК, 2011 – Вип. 75. – Кн. 1. – С. 447 – 456.
12. Зоценко М.Л. Дослідження водонепроникності ґрунтоцементу / М.Л. Зоценко, О.І. Наливайко, І.І. Ларцева, О.М. Панько // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту. залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Д.: ДНУЗТ, 2010. – Вип. 32. – С. 43 – 48.
13. Зоценко Н.Л. Сокращение энергозатрат при устройстве фундаментов / Н.Л. Зоценко, М.О. Коршунов, Н.Ф. Передерий // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1987. – №1. – С. 14 – 17.
14. Ильичев В.А. К расчету о применении технологии Jet grouting при строительстве подземного сооружения для снижения осадок окружающих зданий / В.А. Ильичев, Ю.А. Готман // Научно-практ. и теоретические проблемы геотехники. Межвуз. тематич. сб. тр.– СПб.: СПбГАСУ, 2009. – Т. 2. – С. 20 – 24.
15. Крисан В.І. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву, армованого ґрунтоцементними елементами, що виготовлені по струменево-змішувальній методиці: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.І. Крисан; Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2010. – 23 с.
16. Крысан В.И. Струйное и смесительно-струйное закрепление грунтов / В.И. Крысан // Сборник науч. трудов ПГАСА, 2004. – Вып. 30. – С. 132 – 136.
17. Ланько С.В. Современные технологии перемешивания грунтов / С.В. Ланько // Сб. тр. научн.-техн. конф. «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции». – СПб.: СПбГАСУ. – 2010. – С. 168 – 174.
18. Ларцева І.І. Економічна ефективність використання ґрунтоцементних паль як фундаментів будівель і споруд / І.І. Ларцева, Р.В. Петраш, С.С. Петраш // Економіка і регіони. – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – №1 (8). – С. 118 – 121.
19. Ларцева І.І. Закріплення зсувонебезпечних територій за допомогою цементації ґрунтів за бурозмішувальною технологією: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / І.І. Ларцева; Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2010. – 22 с.
20. Ларцева І.І. Застосування цементації ґрунтів за бурозмішувальною технологією для закріплення зсувонебезпечних територій / І.І. Ларцева, А.М. Ягольник // Тези доповідей 68-ої Міжнарод. наук.-практ. конф. «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту». – Д.: ДНУЗТ, 2008. – С. 138.
21. Малинина Л.А. Энергоемкость тяжелого бетона для сборных и монолитных конструкций / Л.А. Малинина, А.А. Фоломеев // Строительство и архитектура. – Сер. 8. – Строительные конструкции. – Вып. 1. – М. – 1985. – 56 с.
22. Мангушев Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – М., СПб.: Изд-во АСВ, 2012. – 280 с.
23. Мангушев Р.А. Прочностные характеристики грунтобетона, выполненного по технологии jet grouting в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / Р.А. Мангушев, В.В. Конюшков, В.Э. Гутовский // Сб. тр. научн.-техн. конф. «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции». – СПб.: СПбГАСУ. – 2010. – С. 361 – 368.
24. Марченко В.І. Напружено-деформований стан армованих за бурозмішувальною технологією слабких глинистих основ з урахуванням чиннику часу: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.І. Марченко; Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2012. – 23 с.
25. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал, О.М. Шашенко, С.В. Біда. – Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 232 с.
26. Нестеренко Т.М. Ґрунтоцементні основи і фундаменти, які виготовлені з використанням вібрування: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Т.М. Нестеренко; Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2013. – 21 с.
27. Нестеренко Т.М. Ущільнення ґрунтоцементної суміші вібруванням / Т.М. Нестеренко // Сб. науч. трудов (строительство, материаловедение). – Днепропетровск: ПГАСА, 2012. – Вып. 65. – С. – 174 – 181.
28. Никифорова Н.С. Опыт применения грунтоцементных свай при реконструкции с освоением подземного пространства / Н.С. Никифорова, Т.Г. Григорян // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей научн.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 326 – 331.
29. Петраш А.В. Выбор типа свайных фундаментов при условии наиболее полного использования их несущей способности по материалу / А.В. Петраш, Р.В. Петраш // Материалы междунар. молодежной научной конф. – Курск: ЮЗГУ, 2013. – Т. 2. – С. 170 – 173.
30. Петраш О.В. Ґрунтоцементні палі, виготовлені за бурозмішувальною технологією: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / О.В. Петраш; Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2013. – 20 с.
31. Петраш Р.В. Дослідження водонепроникності ґрунтоцементу, який виготовлено з піщаних ґрунтів / Р.В. Петраш, О.В. Петраш, М.В. Сидоренко // Науковий вісник КУЕІТУ. – Кременчук: КУЕІТУ, 2011. – №4(34). – С. 38 – 42.

32. Петраш Р.В. Спільна робота ґрунту та елементів армування, які виготовлені за бурозмішувальною технологією: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Р.В. Петраш; ПНТУ ім. Юрія Кондратюка. – Полтава, 2009. – 23 с.
33. Петруняк М.В. Буронабивна паля у оболонці з ґрунтоцементу: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / М.В. Петруняк; Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2011. – 21 с.
34. Петруняк М.В. Вплив на характеристики ґрунтоцементу літологічних особливостей ґрунту / М.В. Петруняк, М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71. – Кн. 2. – К.: НДІБК, 2008. – С. 27 – 35.
35. Петруняк М.В. До оцінки механічних властивостей ґрунтоцементу залежно від умісту його складових / М.В. Петруняк, М.Л. Зоценко, О.В. Борт, Р.В. Петраш // Зб. наук. пр. (галузеве машинобуд., буд-во). – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – Вип. 19. – С. 44 – 52.
36. Ручьев А.П. Устройство ґрунтоцементных свай / А.П. Ручьев, П.И. Толкачев, Л.А. Телина и др. – М.: Стройиздат. – 1968. – 33 с.
37. Соколович В.Е. Закрепление илов цементом / В.Е. Соколович, Я.Я. Мотузов, А.И. Котов А.И. // Сб. «Строительство на слабых водонасыщенных грунтах». – Одесса: Госстрой СССР. – 1975. – С. 267 – 267.
38. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.
39. Токин А.Н. Закрепление грунтов буромесительным способом / А.Н. Токин, А.Н. Шапошников / Сб. «Ускорение научно-технического прогресса фундаментостроения: новейшие методы исследования строительных свойств грунтов, прогрессивные способы возведения фундаментов и устройства оснований». – Т. I. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 254 – 255.
40. Токин А.Н. Фундаменты из цемента / А.Н. Токин. – М.: Стройиздат, 1984. – 184 с.
41. Фоломеев А.А. Оценка эффективности бетона и железобетона по энергозатратам / А.А. Фоломеев // Бетон и железобетон. – 1982. – №1. – С. 20 – 21.
42. Шокарев В.С. Базовый алгоритм проведения мониторинга напряженно-деформированного состояния зданий и сооружений измерительно-информационными системами / В.С. Шокарев, В.И. Чаплыгин // Тр. междунар. конф. «Современные методы и средства неразрушающего контроля и технической диагностики». – Ялта. – 2002. – С. 118 – 120.
43. Ярмолюк О.І. Вплив чинників часу та вмісту органічної речовини на міцність зразків ґрунтоцементу / О.І. Ярмолюк // Збірник наук. праць (Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди). – Вип. 24. – Рівне: НУВГП, 2012. – С. – 480 – 487.
44. Al-Tabbaa A. Deep soil mixing in the UK: geoenvironmental research and recent applications / A. Al-Tabbaa, C.W. Evans // Land Contamination and Reclamation, 2003. – Vol. 11 (1). – P. 1. – 14.
45. Bruce D. An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications. Report FHWA-RD-99-138 / D. Bruce. – U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, 2000. – 143 p.
46. Characteristics of manmade stiff grounds improved by drill-mixing method / [M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, I. Lartseva et al.] // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Athens, 2011). – Amsterdam: IOS Press, 2011. – P. 1097 – 1102.
47. Deep mixing research results in under water conditions / [W. Van Impe, R. Verástegui Flores, P. Van Impe et. al.] // Proc. of the 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Osaka, 2005). – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2005. – V. 3. – P. 1275 – 1278.
48. Denies N. Summary of the short courses of the IS-GI 2012 latest advances in deep mixing / N. Denies, G.V. Lysebetten // Proc. of the Intern. Symposium on Ground Improvement IS-GI. – Brussels. – 2012. – P. 73 – 123.
49. Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine / M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, M. Doubrovsky, V. Oganessian, V. Shokarev, V. Syedin, A. Shapoval, M. Poizner, V. Krysan, G. Meshcheryakov // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 3. – P. 2645 – 2648.
50. Koch E. Laboratory tests and numerical modeling for embankment foundation on soft chall silt using deep-mixing / E. Koch, R. Szipeshazi // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 3. – P. 2521 – 2524.
51. Larsson S. Mixing processes for ground improvement by deep mixing. Doctoral thesis / S. Larsson. – Stockholm: Royal Institute of Technology, 2003. – 218 p.
52. Marchenko, V. Influence of vibration time during preparation soil-cement piles on their bearing capacity / V. Marchenko, T. Nesterenko // Conference reports materials «Problems of energy saving and nature use 2013». – Budapest, 2014. – P. 78 – 83.
53. Rios S. Poposity/cement index to evaluate geomechanical properties of an artificial cemented soil / S. Rios, A. Viana da Fonseca // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 3. – P. 2589 – 2562.
54. Soft soils improvement solution. Design based on the laboratory test results on scale model / A. Chirică, A. Olteanu, M.S. Serbulea & I. Boțî / Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Alexandria, 2009. – P. 405 – 408.
55. Soil mix: influence of soil inclusions on structural behaviour / [P. Ganne, N. Denies, N. Huybrechts et al.] // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Athens, 2011). – Amsterdam: IOS Press, 2011. – P. 977 – 982.
56. Strength properties of densely compacted cement-mixed gravelly soil / A. Ezaoui, F. Tatsuoaka, S. Furusawa, K. Yirao, T. Kataoka // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – Vol. 1. – P. 329 – 332.
57. Topolnicki M. Soil mixing – challenges of applications ranging from ground improvement to structural elements / M. Topolnicki // Proc. of the XIII Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. – Ljubljana, 2006. – S. 2. – P. 177 – 182.
58. Yang T. Application Characteristics using Deep Cement Mixing Method in Various Soil Conditions / T. Yang, G. Jeong, J. Koo // Proc. of the 1st International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – Shanghai, 2007. – P. 617 – 629.
59. Zotsenko N. Soil-cement piles by boring-mixing technology / N. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Zotsenko // Energy, energy saving and rational nature use. – Oradea University Press, 2015. – P. 192 – 253.

ЗМІСТ

Вступ	3
I. Бурозмішувальний метод і обладнання для виготовлення ґрунтоцементних паль	4
II. Фізико-механічні характеристики ґрунтоцементу	9
III. Дослідні виготовлення та випробовування ґрунтоцементних паль	53
IV. Результати геодезичних спостережень за осіданнями будівель на ґрунтоцементних палях	72
V. Економіка, витрати матеріалів і енергоресурсів	77
Загальні висновки	82
Література	84
Додаток	87

ФОТОГРАФІЇ З ОБ'ЄКТІВ, ЯКІ ВИКОНУВАЛИСЬ ТОВ «ФУНДАМЕНТБУД - 3»

1. Реконструкція ресторану з добудовою на Соборному майдані, 2 в м. Полтаві.
Грунтоцементні палі діаметром 500 мм і довжиною 6,5 – 8 м, армовані каркасами, 235 шт. (ґрунти – лесові суглинки).



2. Будівництво автосалону «РЕНО» м. Полтава. Грунтоцементні палі діаметром 400 мм і довжиною 7,5 м, армовані каркасами, 140 шт. (ґрунти – лесові суглинки).



3. Будівництво приватного будинку в м. Полтава. Ґрунтоцементні палі діаметром 500 мм і довжиною 7,5 м, армовані каркасами 60 шт. (ґрунти – лесові суглинки).



4. Будівництво елеватору ємністю 50 тис. т (друга черга) у с. Велика Дочка Борзнянського району Чернігівської області. Укріплення основи (ґрунти – лесові суглинки) фундаментів ґрунтоцементними елементами діаметром 650 мм і довжиною 3,5 м.



5. Укріплення основ фундаментів та закріплення бортів котлованів на ВАТ «Полтавський ГЗК» у м. Комсомольськ Полтавської області ґрунтоцементними елементами діаметром 500 мм (на останньому фото показано штампіві випробування зміцненої основи). Ґрунти – піски мілкі.



АВТОРИ



Зоценко Микола Леонідович, доктор техн. наук, професор, завідувач кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка
e-mail: zotcenco@mail.ru



Винников Юрій Леонідович, доктор техн. наук, професор, професор кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка
e-mail: vynnykov@yandex.ru



Зоценко Василь Миколайович, директор ТОВ «Фундаментбуд - 3», м. Полтава
e-mail: vasnz@rambler.ru

Наукове видання

ЗОЦЕНКО Микола Леонідович

ВИННИКОВ Юрій Леонідович

ЗОЦЕНКО Василь Миколайович

**БУРОВІ ҐРУНТОЦЕМЕНТНІ ПАЛІ,
ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬСЯ ЗА
БУРОЗМІШУВАЛЬНИМ МЕТОДОМ**

МОНОГРАФІЯ

Коректура авторська