

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет залізничного транспорту

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

Зверєва Аліна Сергіївна

УДК 691.3 (043.3)

ДИСЕРТАЦІЯ

ПОЛІМЕРМІНЕРАЛЬНІ КОМПОЗИТИ
З РЕГУЛЬОВАНИМИ ДЕФОРМАТИВНИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ
ДЛЯ ОСНОВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

05.23.05 Будівельні матеріали та вироби
19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело



А.С.Зверєва

Науковий керівник: Мірошніченко Сергій Валерійович
кандидат технічних наук, доцент

Харків 2021

АНОТАЦІЯ

Зверева Аліна Сергіївна Полімермінеральні композити з регульованими деформативними властивостями для основ залізобетонних транспортних споруд. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.05 Будівельні матеріали та вироби (19 Архітектура та будівництво). – Український державний університет залізничного транспорту МОН України, Харків, 2021.

Дисертація присвячена отриманню полімермінеральних композитів для основ залізобетонних транспортних споруд з деформативними властивостями, які забезпечать мінімальні напруження в конструкціях.

У вступі обґрунтовано актуальність теми, сформульовано мету і завдання досліджень, наведено наукову гіпотезу, новизну і практичне значення отриманих результатів. Наведено відомості про апробацію та опублікування результатів досліджень, структуру та обсяг дисертації.

У першому розділі виконано аналіз умов експлуатації деяких залізобетонних транспортних споруд, які часто зазнають передчасних пошкоджень через недоліки їх спільної роботи з основами – безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит, залізобетонних водопропускних труб, а також аналіз матеріалів, придатних для таких основ, які дозволять знизити максимальні напруження в їх конструкціях та підвищити довговічність.

Безбаластне мостове полотно (БМП) із залізобетонних плит застосовують на металевих мостах, укладаючи на подовжні балки мосту. Основою БМП є прокладний шар, який має забезпечувати проєктне положення плит і рівномірно передавати на балки постійні й тимчасові навантаження. Доведено, що прикріплення плит до балки має бути жорстким. В теперішній час застосовується переважно гумово-дерев'яний прокладний шар товщиною із дубової або соснової дошки і гумової транспортерної стрічки, а зусилля натягу шпильок, які притискають плити через прокладний шар до балок мосту,

складає 127,5 кН. Такий шар зручно улаштувати, проте через гниття деревини він швидко втрачає свої властивості та вимагає заміни кожні 7–10 років. В процесі експлуатації плити часто зазнають передчасних пошкоджень, в основному у вигляді тріщин. Вважається, що серед факторів, що спричиняють пошкодження - недосконалість конструкції і матеріалів прокладного шару, які обумовлюють нерівномірність його деформативних властивостей та, відповідно, розподілу напружень у плиті. Для запобігання тріщиноутворення пропонувалось застосовувати наливний прокладний шар із епоксидно-кам'яновугільного композиту. Проте, незважаючи на очевидну зручність його улаштування він не знайшов застосування.

Також був виконаний аналіз матеріалів, придатних для улаштування наливного прокладного шару. Вони мають характеризуватись високими розтічністю, швидкістю набору міцності та довговічністю. На будівельному ринку наявні суміші, призначені для подібного використання під час ремонту бетонних і залізобетонних конструкцій: полімерцементні сухі суміші Emaco Fast Fluid, SikaGrout-316, епоксидна композиція Sikadur-42 HE, силікатно-уретанова композиція ГеоФлекс+. Проте їх придатність для прокладного шару невідома, вони є дорогими. Недостатньо дослідженим залишається також механізм руху суміші по технологічному зазору під час улаштування наливного прокладного шару, який забезпечує однорідність його властивостей, в першу чергу деформативних.

На залізницях України експлуатується значна кількість інших штучних споруд із залізобетонних конструкцій, наприклад, водопропускні труби, тунелі. Частина їх пошкоджень також обумовлена нерівномірними деформаціями їх основ. Так, водопропускні труби схильні до осідання під осями колій, а під укосами насипів - набагато менше. Це призводить до застоювання води в середині труби та її подальшому осіданню. Деформативність основ намагаються знизити ін'єкційними методами, створюючи композити із ґрунту і в'язучої речовини. Проте питання забезпечення однорідності таких композитів, особливо їх деформативності, залишаються недостатньо вивченими.

Показано, що для прокладного шару безбаластного мостового полотна доцільним є застосування полімерцементних композитів, а для основ залізобетонних водопропускних труб - створення полімергрунтових композитів.

У другому розділі наведені характеристики основних матеріалів і методів досліджень. Для розробки і дослідження полімермінерального композиту для прокладного шару безбаластного мостового полотна застосовували портландцемент ПЦ І-500, полівінілацетатну емульсію ПВАЕ, добавку суперпластифікатор порошкоподібну СП-1, добавку прискорювач твердіння хлорид кальцію ХК, добавку стабілізуючу крохмаль модифікований КМ, пісок кварцовий з модулем крупності 1,1 і 2,6, карбонатний наповнювач - вапнякову муку, воду водопровідну. Для порівняння застосовували полімерцементні суміші Emaco Fast Fluid, SikaGrout-316, епоксидну композицію Sikadur-42 HE, силікатно-уретанову композицію ГеоФлекс+. Для створення і дослідження ґрунтополімерних композитів для основ штучних споруд застосовували поліуретанові матеріали SPT[®] ТУ У 20.1-40781863-001:2016, супісок пластичний з числом пластичності 0,03, середньою густиною 2060 кг/м³, густиною частинок 2700 кг/м³.

Легкоукладальність сумішей полімермінеральних композитів визначали розтіканням у см за віскозиметром Суттарда, а також розтіканням в моделі зазору товщиною 25 мм між плитою БМП і подовжньою балкою мосту. Фізико-механічні характеристики полімермінеральних композитів (густина, міцність на стиск та згин) визначали випробуванням зразків-призм 160×40×40 мм після 1, 7 і 27 діб твердіння. Розтікання сумішей і деформативні характеристики полімермінеральних композитів досліджували за оригінальною методикою на моделях вузла сполучення плити БМП, прокладного шару і подовжньої балки мосту.

Фізико-механічні та деформативні властивості ґрунту та ґрунтополімерного композиту визначали методом компресійного стиску на зразках ґрунту природного залягання та композиту, отриманого ін'єктуванням двокомпонентного матеріалу SPT[®] в ґрунт. Деформативні властивості ґрунту та ґрунтопо-

лімерного композиту під статичним та динамічним навантаженням досліджували також за оригінальною методикою на їх моделях, штучно виготовлених у замкнених циліндричних ємкостях шляхом ін'єктування у штучно ущільнений ґрунт. Для статичних і динамічних випробувань використовували дві контрольні моделі з ґрунтом і три моделі ґрунтополімерного композиту.

Статичне навантаження здійснювали за допомогою порталного пристосування з домкратом і манометром, динамічне – випробувальною машиною МУП-50. Довговічність ґрунтополімерного композиту оцінювали через порівняння втрати маси його зразків від кількості циклів поперемінного водонасичення та висушування у порівнянні з втратою маси аналогічних матеріалів з відомою довговічністю.

Взаємодію між полімером і мінеральними складовими композитів досліджували методом інфрачервоної спектроскопії. ІЧ-спектри отримували за допомогою спектрометра Bruker Alpha (Німеччина) в інфрачервоній області довжин хвиль 400–4000 см⁻¹.

У третьому розділі виконано теоретичне обґрунтування фізико-механічних властивостей, у т.ч. деформативності, полімермінеральних композитів для основ залізобетонних транспортних споруд. Обґрунтування деформативних характеристик композиту для прокладного шару БМП із залізобетонних плит виконано шляхом аналізу їх напружено-деформованого стану. Розрахунковий експеримент проведено методом скінчених елементів за допомогою програмного комплексу ПК ЛИРА-САПР 2018 Pro (Ліцензія № 1/6638) у просторовій постановці. Здійснено аналіз НДС зі змінними параметрами опираючої й натягу шпильок для кріплення плити до балок прогонової будови. Модуль деформації прокладного шару приймали рівним 2000 МПа (як у полімерних композитів), 10000 МПа (як у сосни), 35000 (як у бетону С32/40), натяг високоміцних шпильок – 49, 98 і 127,5 кН. Розрахункову схему складено із 38992 фізично нелінійних ізопараметричних об'ємних скінчених елементів СЕ № № 234 і 236, кількість вузлів – 45126. Контактна взаємодія

між прокладним шаром і плитою не розкривалася внаслідок початкового повного контакту й роботи прокладного шару на всіх етапах навантаження тільки на стиск. Натяг шпильок змодельовано навантаженням пластини кріплення шпильки. Прийнято, що прокладний шар опирається на абсолютно жорстку основу.

Експериментальна модель плити завантажувалась поетапно. На першому етапі враховано власну вагу конструкції і натяг шпильок, на другому – тимчасове навантаження від однієї осі рухомого складу 245кН. На кожному етапі навантаження прикладали кроками по 20 % від максимального значення. Розрахунки виконано шагово-ітераційним методом. Результати представлено у вигляді полів напружень і деформацій. За результатами розрахунків виявлено залежності напружень та деформацій в плиті та прокладному шарі від деформативності прокладного шару та сили затягування шпильки.

В результаті аналізу напружено-деформованого стану плити безбаластного мостового полотна і прокладного шару під ним встановлено: при зміні сили натягу високоміцної шпильки від 49 до 127,5 кН і модуля деформації від 2000 МПа до 35000 МПа величини напружень та деформацій змінюються та досягають критичних величин (напруження досягають величини границі міцності). На верхній грані плити при силі натягу шпильок 98–127,5 кН величини напружень розтягу досягають 1,8 МПа, що дорівнює міцності бетону на розтяг. Максимальні напруження на нижній грані плити досягають критичних величин тільки з використанням податливого прокладного шару та при величині натягу шпильки 98–127,5 кН; максимальні напруження стиску досягають величин, близьких до міцності бетону на стиск при силі затягування шпильки 127,5 кН, матеріал прокладного шару на напруження стиску практично не впливає. Напруження у прокладному шарі залежать в більшій мірі від матеріалу прокладного шару, ніж від сили затягування шпильки - напруження зростають зі збільшенням модуля деформації; максимальні прогини у плиті більші при прокладному шарі з меншим модулем деформацій, проте вони незначні (не перевищують 1/12000 довжини прогону).

Напруження у плиті і прокладному шарі наявні як без рухомого навантаження, так і при прикладенні рухомого навантаження, при цьому відзначаються зміни величин напружень аж до зміни їх знаку. Отже, використання нежорсткого прокладного шару з низьким модулем деформації дозволяє зменшити величини максимальних напружень та їх зміни у плиті, але збільшити прогини плити. Доцільно використання жорсткого прокладного шару з модулем деформації понад 10000 МПа за умови сили натягування шпильки, що не перевищує 98 кН.

Виконано теоретичне обґрунтування забезпечення проникнення сумішей полімермінеральних композитів в технологічні зазори, зокрема, між плитою БМП і подовжньою балкою мосту, порожнини ґрунтів основ. Як модель, що відповідає обом випадкам, прийнято проникнення суміші в тріщинуваті скельні ґрунти під час ін'єктування.

Порожнини і тріщини заповнені природною водою під тиском P_v . Під час ін'єктування під тиском P_i протягом часу t суміш проникає на глибину l . Окрему тріщину представлено заповненим водою безкінечно довгим пласким капіляром шириною b_t , товщиною h_t ($b_t \gg h_t$). Суміш тече в капілярі під тиском ін'єктування P_i . Течії заважає природний тиск води в тріщині P_v і тиск P_t від сили тертя в тріщині F .

Заповнення тріщини водою дозволяє зневажити ефектами, пов'язаними з утворенням меніску.

Рівняння стаціонарного потоку суміші у тріщинах є моделлю, придатною для аналізу технологічних режимів ін'єктування. За цим рівнянням можливо дослідити залежності глибини проникнення суміші в тріщини l від тривалості ін'єктування t та інших природних і технологічних факторів, або потрібної для забезпечення певної глибини проникнення розчину l тривалості опресування t від l та інших факторів, або глибини проникнення суміші l від її динамічної в'язкості.

За усіма рівняннями виконано дослідження залежностей: глибини проникнення суміші в тріщини l від тривалості ін'єктування t за різних величин

інших природних і технологічних факторів – ширини розкриття тріщин h_t , наявності (вмісту) у суміші добавки-суперпластифікатора СП, водоцементного відношення В/Ц, динамічної в'язкості суміші η , тиску ін'єктування P_i динамічної в'язкості суміші η , потрібної для проникнення розчину на глибину l , від l за різних величин інших природних і технологічних факторів – h_t , P_i , t . Дослідження проведено для значень та меж величин цих факторів: h_t – від 0,1 до 10 мм; вмісту добавки суперпластифікатора СП – 0 і 1 % від маси цементу, В/Ц – 0,35 і 0,5, яким відповідають значення η : СП = 0 %, В/Ц = 0,35 – $\eta = 10$ Па·с; СП = 0 %, В/Ц = 0,5 – $\eta = 0,25$ Па·с; СП = 1 %, В/Ц = 0,35 – $\eta = 0,005$ Па·с; P_i – 1,6212 і 0,8106 МПа. Тиск природної води P_v прийнято рівним 0.

Зроблено висновки, що суміш без добавок з В/Ц = 0,35, яке забезпечує високі показники водонепроникності та міцності, не здатна проникати у тріщини з великим розкриттям 10 мм на глибину більше 0,5 м навіть під максимальним тиском 1,6 МПа за великої тривалості ін'єктування 10 хв. Збільшення В/Ц без добавок до прийнятної величини 0,5 дозволяє збільшити глибину проникнення до 3–4 м. Проте у тріщини з меншою шириною розкриття 1 мм суміш без добавок проникає на глибину за В/Ц = 0,35 – не більше 0,1 м, а з В/Ц = 0,5 – не більше 0,8–1,2 м, а у тріщини 0,1 мм майже не проникає. Отже, ефективність цементних сумішей без добавок для підвищення водонепроникності та несучої здатності бетонних конструкції спільно з тріщинуватою скельною породою не може бути високою.

Збільшити глибину проникнення цементних сумішей дозволяє застосування добавок-суперпластифікаторів, які знижують їх динамічну в'язкість до величин 0,005 Па·с. Розчин з добавкою-суперпластифікатором навіть за В/Ц = 0,35 проникає у тріщини шириною розкриття 10 мм на глибину 10 м за 0,5–1 хв, у тріщини 1 мм – за 3–7 хв. Тільки такий розчин проникає у тріщини шириною розкриття 0,1 мм, зокрема, за 10 хв на глибину 2 м під тиском 0,8 МПа і на глибину 2,7 м під тиском 1,6 МПа. Отже, ін'єктування цементних сумішей з добавками-суперпластифікаторами дозволяє ефективно забезпечу-

вати підвищення водонепроникності та несучої здатності конструкції спільно з тріщинуватою скельною породою.

Отримані теоретичні залежності та висновки з них підтверджені експериментами з розтікання сумішей полімерцементної композиції в моделі зазору між плитою БМП і балкою мосту.

У четвертому розділі були виконані експериментальні дослідження реологічних властивостей сумішей полімермінеральних композитів і фізико-механічних, у т.ч. деформативних властивостей композитів для основ залізобетонних транспортних споруд. Розроблено склади полімерцементної композиції для наливного прокладного шару безбаластного мостового полотна. Робимо висновок, що зі зменшенням вмісту мінеральної та збільшенням полімерної складових модуль деформації композиту знижується.

Виконано експериментальні дослідження фізико-механічних, у т.ч. деформативних, властивостей полімергрунтових композитів для основ залізобетонних транспортних споруд.

Робимо висновок, що за сухого стану ґрунту (супіску) з вологістю, меншою 8,6 %, виготовлення композиту не збільшує модуля деформації (не знижує деформативності). Для більш вологих ґрунтів відзначається збільшення модуля деформації за рахунок сполучення з полімером, за вологості: 10 % – у 2,5 рази (від 17,3 до 42,8 МПа); 14 % (границя пластичності) – у 20 разів (від 0,98 до 19,4 МПа); 15 % (середина границь пластичного стану) – у 30 разів (від 0,54 до 16,4 МПа); 16 % (границя текучості) – від нульового значення до 12,2 МПа. Порівняння отриманих величин K_E з показниками консистенції IL дослідженого супіску дозволило зробити висновок, що K_E залежить від вологості W та IL та, отже, від вихідного (природного) стану ґрунту. Коефіцієнт підвищення модуля деформації K_E ґрунту від закріплення складе для ґрунтів консистенції: твердої – від 1 (ефекту немає) до 7; напівтвердої – від 7 до 27; тугопластичної – від 27 до 37; м'якопластичної – від 37 до 49; текучепластичної – від 49 до 65; текучої – від 65 до 130.

Таким чином, в результаті статичних досліджень встановлено, що перетворення ґрунту в ґрунтополімерний композит знижує його деформативність (підвищує модуль деформації). Модуль деформації природного ґрунту за вологості $W = 15\%$ складає 0,5–0,7 МПа. В композиті модуль збільшується за $W = 10,9\%$ – до не менше 11,2 МПа, за $W = 6,9\%$ – до не менше 33,4 МПа. В не меншому ступені модуль деформації підвищує осушення ґрунту: за $W = 11,5\%$ – до 3,9 МПа, за $W = 9,5\%$ – до не менше 33,5 МПа. В результаті динамічних досліджень встановлено, що перетворення ґрунту в ґрунтополімерний композит суттєво знижує його деформативність під динамічними навантаженнями та підвищує динамічний модуль деформації N/ϵ .

В результаті петрографічних досліджень встановлено, що матеріал і технологія SPT[®] забезпечують утворення в ґрунті коренеподібних армуючих елементів поперечним розміром до 700 мм, що складаються із серединної і периферійної зон. Серединна зона є прошарком щільного добре полімеризованого матеріалу, периферійна – ґрунтополімерним композитом із поризованого полімеру і частинок ґрунту. Отже, підвищення модуля деформації основ забезпечується елементами із ґрунтополімерного композиту.

Довговічність ґрунтополімерного композиту в умовах відсутності вивітрювання та інсоляції визначається впливом води. Для оцінки довговічності композиту розроблена оригінальна методика дослідження - змодельований руйнівний вплив поперемінного водонасичення й висушування. Встановлено, що цей вплив спричиняє пошкодження, яке характеризується втратою маси. Встановлено, що втрата ґрунтополімерним композитом 5 % маси досягається за 10 циклів, а 10 % маси ґрунтосилікатним композитом – за 2 цикли. Враховуючи довговічність закріплення ґрунту силікатизацією 15 років прогнозована довговічність ґрунтополімерного композиту очікується на рівні не менше 75 років.

Були виконані дослідження взаємодії між полімером і мінеральними складовими композитів методом інфрачервоної спектроскопії. На спектрах ґрунтополімерного композиту в основному присутні смуги поглинання, ха-

рактарні як для ґрунту, так і для полімеру. Спостерігається відсутність у спектрі композиту смуг 2200–2300 cm^{-1} валентних коливань асиметричних груп $\text{N}=\text{C}=\text{O}$ ціанатів та ізоціанатів і 850 cm^{-1} валентних коливань груп $\text{C}-\text{N}$. Виходячи із молекулярної структури поліуретану це свідчить, відповідно, про більш повну полімеризацію поліуретану в композиті, ніж в полімері, та про утворення водневих зв'язків між молекулами поліуретану та поверхнею мінеральних частинок ґрунту через їх гідроксильні групи. Саме ці зв'язки відповідні за адгезію поліуретану до мінеральних поверхонь та фізико-механічні, у т.ч. деформативні властивості композиту.

У п'ятому розділі надано результати впровадження розроблених полімермінеральних композитів. Для улаштування прокладного шару під плитамі БМП із полімерцементного композиту складу 1 запропоновано конструктивно-технологічне рішення. Воно полягає у заливанні суміші композиту через отвори для шпильок в плитах, попередньо встановлених у проектне положення на локальні підкладки-маяки, в технологічний зазор, утворений верхньою гранню балки мосту, нижньою гранню плити і незнімною опалубкою із еластичного полімерного матеріалу.

Полімерґрунтовий композит впроваджено під час проведення робіт з капітального ремонту водопропускної труби на 1216 км ділянки Колосівка – Одеса регіональної філії «Одеська залізниця» АТ «Укрзалізниця». Труба зведена із залізобетонних кілець. Кільця безпосередньо під коліями осіли і знаходились у рухомому стані, коливаючись по мірі руху поїздів з виплеском ґрунтової суспензії через шви. Основу труби із розрідженого ґрунту було перетворено у полімерґрунтовий композит шляхом ін'єктування поліуретанового полімеру SPT[®] в основу. Роботи виконано ТОВ «Новий град» за науково-технічного супроводження УкрДУЗТ. Економічний ефект, який досягнуто за рахунок виконання зазначених робіт замість повної перебудови труби з улаштуванням залізобетонних фундаментів, склав 2 млн. грн. Полімерґрунтовий композит рекомендовано застосовувати для гідроізоляції та підвищення несучої здатності конструкцій тунелів, водопропускних труб, мостових опор,

розроблено рекомендації з підвищення несучої здатності основ та гідроізоляції обробки штучних споруд.

Результати дисертаційного дослідження використовуються у навчальному процесі під час удосконалення курсів лекцій, практичних і лабораторних робіт для студентів, магістрантів, докторів філософії спеціальностей 192 «Будівництво та цивільна інженерія», 273 «Залізничний транспорт».

Ключові слова: полімермінеральні композити, ґрунтополімерні композити, модуль деформації, основи.

ABSTRACT

Zvierieva Alina S. Polymer-mineral composites with adjustable deformation properties for the foundations of reinforced concrete transport structures. – Manuscript copyright.

Dissertation for the Candidate Degree in Engineering Science (PhD in Sci. Eng.) in specialty 05.23.05 Building Materials and Products (19 Architecture and Building). – Ukrainian State University of Railway Transport, Ministry of Education and Science of Ukraine, Kharkiv, 2021.

The thesis deals with the formation of polymer-mineral composites for foundations of reinforced concrete transport infrastructure facilities with the stress-strain properties which provide minimal structural stresses.

The Introduction substantiates the urgency of the research, presents the purpose and tasks of the research, and formulates scientific hypothesis, novelty, and practical value of the results obtained. It also presents the approbation approval and the results which were published, the structure and the scope of the research.

Part One gives the analysis of operational conditions for some reinforced concrete transport infrastructure facilities which suffer premature damage due to failures of their collaboration with the foundations – balastless bridge deck of reinforced concrete slabs, reinforced concrete culverts, and the analysis of the materials suitable for such foundations and which can decrease the maximum stresses in the structures and prolong their service life.

The balastless bridge deck of reinforced-concrete slabs is laid down on the longitudinal beams of metal bridges. The basis of the balastless bridge deck is a gasket layer which keeps the slabs in their final position and transfers the constant and temporary loads to the bridge beams. And the slabs must be rigidly fastened to the beam. Nowadays a 10-mm rubber-and-wooden gasket layer (oak or deal board and rubber belt) is used; the stretching force of the studs which press the slabs through the gasket layer to the bridge beams is 127.5 kN. This layer is easy-to-install; however, due to decay of wood it degrades and must be replaced each 7–10 years. In operation the slabs suffer premature damage, predominantly, in the form of cracks. Among the factors which cause damage there are defects in the structure and material of the gasket layer; they induce an inhomogeneous stress-strain behavior and uneven loading distribution in the slab. It was proposed to use a pourable gasket layer of epoxy carboniferous composite. However, despite the ease of installation, it is not in widespread use.

Besides, the research presents the analysis of the materials suitable for a pourable gasket layer. They are characterized by good spreadability, rapid solidifiability, and durability. The mixtures available in the construction market which can be used for repair works on concrete and reinforced concrete structures are polymer-cement dry mortars *Emaco Fast Fluid*, *SikaGrout-316*, epoxy composition *Sikadur-42 HE*, and silicate-urethane composition *GeoFlex+*. But their serviceability for the gasket layer is unknown and their price is high. Besides, it has not been sufficiently studied how the mixture moves along a technological gap when the gasket layer, which must ensure the homogeneity, primarily, stress-strain behavior, is spread.

A great amount of different engineering reinforced concrete facilities are used on Ukrainian railways, among which are culverts and tunnels. Some failures in them are due to non-uniform deformations in their foundations. Thus, culverts are inclined to subsidence under the track axles, though on the railway slopes this trend is less obvious. It leads to water stagnation in the middle of the culvert with its further settlement. The foundation deformity can be decreased by injecting the

composites of soils and viscous substances. However, the homogeneity of such composites, especially, their deformity, is yet to be studied.

It has been demonstrated that polymer-cement composites are efficient for the balastless bridge deck, and polymer-soil composites are effective for the foundations of reinforced concrete culverts.

Part Two presents the characteristics of main materials and the research methods. The development and research of a polymer composite for the balastless bridge deck layer were conducted with Portland Cement (III I-500), polyvinyl acetate emulsion, powdery super-plasticizer (CII-1), calcium chloride hardening agent, modifying-starch stabilizer, silica sand with fineness modulus of 1.1 and 2.6, carbonaceous filler (limestone dust), and tap water. The polymer-cement mortars *Emaco Fast Fluid*, *SikaGrout-316*, epoxy composition *Sikadur-42 HE*, and silicate-urethane composition *GeoFlex+* were used for comparison. The development and research of soil-polymer composites for the foundations of engineering buildings were based on the polyurethane materials SPT[®] TY 20.1-40781863-001:2016, loamy sand plastic with a plasticity index of 0.03, and average density of 2060 kg/m³, and a particle density of 2700 kg/m³.

The placeability of the polymer-mineral composites was determined by means of spreading (in centimeters) with a Southard viscosimeter, and also by means of spreading in a 25-mm model gap between the balastless bridge deck and the longitudinal bridge beam. The physical and mechanical characteristics of polymer-mineral composites (density, compressive strength and bend strength) were determined with prismatic specimens (160×40×40 mm) after 1, 7 and 27 days of hardening. The spreading of mixtures and the stress-strain behavior of polymer-mineral composites were researched by the original technique on the models of interaction between balastless bridge deck, gasket layer, and longitudinal bridge beam.

The physical and mechanical stress-strain properties of soil and soil-polymer composite were determined by the compression method on the specimens of natural soil and the composite obtained by injecting the two-component material SPT[®]

to the soil. The stress-strain behavior of soil and soil-polymer composite under the static and dynamic loading was also researched with the original technique on the models produced in the closed cylindrical reservoirs by means of injecting for an artificially compacted soil. Two control models of soil and three models of soil-polymer composite were used for the static and dynamic testing.

The static loading was generated with the gentry installation equipped with a jack and a pressure gage, and the dynamic loading – with the test machine MYП-50. The durability of the soil-polymer composite was estimated by comparing the mass loss of its specimens with that of similar materials the durabilities of which were known; the testing cycle included several alternative water saturations and drying.

The interaction between the polymer and the mineral components of composites was studied by means of the infrared technique. The infrared spectra were obtained with the Bruker-ALPHA spectrometer (Germany) in the 400–4000 cm^{-1} infrared wavelength.

Part Three presents the theoretical substantiation of the physical and mechanical properties, including the stress-strain behavior of polymer-mineral composites for the foundations of reinforced transport infrastructure facilities. It was conducted for a gasket layer of the balastless bridge deck of reinforced-concrete slabs by analyzing their stress-strain behavior. The design test was conducted with the finite element method with LIRA-SAPR 2018 Pro (Certificate No. 1/6638) by means of a 3D model. This part also deals with the analysis of the stress-state behavior with variable parameters of support and tension of the studs for fastening the slab to the deck girder. The deformation module of the gasket layer was taken equal to 2000 MPa (similar to that of polymer composites), 10000 MPa (similar to that of pine wood), 35000 (similar to that of cement C32/40), the tension of high-strength studs – 49, 98 and 127.5kN. The design diagram was formed of 38992 physically non-linear isoparametric volume finite elements FE No. 234 and No.236, the number of units – 45126. The contact interaction between the gasket layer and the slab did not manifest itself due to the initial full contact and the work

of the gasket layer at all compression loading stages. The tension of the studs was modeled by loading their fastening plates. It was assumed that the gasket layer rested on the absolutely rigid foundation.

The test model of the slab was loaded in stages. The first stage included the dead weight of the structure and the tension of the studs, the second stage included a temporary loading from one axle of the vehicle of 245kN. 20% of the maximum loading was added at each step. The calculation was made with the incremental-iterative method. The results were presented as the stress and deformations fields. They were used for finding the dependencies between stresses and deformations in the slab and the gasket layer and the stress-strain behavior of the gasket layer and the strap force applied to the studs.

The analysis of the stress-strain behavior of a slab on the balastless bridge deck and the gasket layer demonstrated that a change in the torsion force applied to the stud from 49 to 127.5 kN and the deformation module from 2000 MPa to 35000 MPa led to a change in the stress and deformation values; they achieved the critical values (stresses achieved the border strength value). On the top surface of a slab at a torsion force to the studs of 98–127.5 kN, the tensile stresses achieved 1.8 MPa, which is equal to the tensile strength of concrete. The maximum stresses on the bottom surface of a slab reached the critical values only with a flexible gasket layer and at a tensile stress to the stud of 98–127.5 kN; the maximum compression stresses achieved the values close to the compression strength of concrete at a strap force applied to the studs of 127.5 kN, the material of the gasket layer virtually had no effect. The stresses in the gasket layer depended mostly on the material rather than the strap force to the studs; the stresses increased when the deformation module increased. The maximum deflections in a slab were higher for the gasket layer with a lower deformation module, however they were insignificant (did not exceed 1/12000 of the span length).

The stresses in the slab and gasket layer were both without moving loads and with them; the stresses values were considerably changed (even with a sign change). Thus, application of the non-rigid gasket layer with a low deformation

module can decrease the maximum stresses and change them in the slab, but it can increase deflections in the slab. It is efficient to apply a rigid gasket layer with the deformation module exceeding 10000 MPa if the strap forces to the studs do not exceed 98 kN.

This part presents the theoretical substantiation of how the mixtures of polymer-mineral composites penetrate the technological gaps, particularly, ones between the balastless bridge deck slab and the longitudinal bridge beam, and into the interstices of foundation soils. The penetration of a mixture into fissured rocky soils during an injection was taken as the model corresponding to both cases.

The interstices and cracks were filled with natural water under the pressure P_w . During an injection under pressure P_i , which lasted the time t , the mixture penetrated to the depth l . A separate crack was presented as one filled with water of an indefinitely long flat capillary with the breadth b_{cr} , and height h_{cr} ($b_{cr} \gg h_{cr}$). The mixture flew in the capillary under the injection pressure P_i . The flow was hampered by the natural pressure of water in the crack P_w and pressure P_p due to the friction force in the crack F .

The filling of the crack with water allowed neglecting the meniscus formation effects.

The equation describing the stationary current of the mixture in cracks is the model used for the analysis of the technological injection modes. This equation can show the dependencies between the depth at which the mixture penetrated into the crack l and the injection duration t and other natural and technological factors, or between the pressing time t , needed for a certain penetration depth for the mixture l , and the depth and other factors, or between the penetration depth of the mixture l and its dynamic viscosity.

All the equations were used for research into the following dependencies: penetration depths of the mixture into the cracks l on the injection time t at different values of other natural and technological factors, namely, crack growth h_{cr} , additive super-plasticizer in the mixture, W/C ratio, dynamic viscosity of the mixture η , injection pressure P_i of the dynamic viscosity of the mixture η needed for its

penetration to the depth l , on the depth l at different values of other natural and technological factors – h_t , P_i , t . The research was made for the value ranges of such factors: h_t – from 0.1 to 10 mm; additive super-plasticizer SP – 0 and 1% out of the cement mass, W/C ratio – 0.35 and 0.5, which correspond to such values of η : SP = 0 %, W/C = 0.35 – $\eta = 10 \text{ Pa}\cdot\text{s}$; SP = 0 %, W/C = 0.5 – $\eta = 0.25 \text{ Pa}\cdot\text{s}$; SP = 1 %, W/C = 0.35 – $\eta = 0.005 \text{ Pa}\cdot\text{s}$; P_i – 1.6212 and 0.8106 MPa. The natural water pressure P_w was taken equal to 0.

It has been concluded that the mixture without additives with W/C = 0.35, which provides high values of water permeability and strength cannot penetrate into cracks with a crack growth of 10 mm at a depth of more than 0.5 m even under the maximum pressure 1.6 MPa at a long injecting period of 10 min. A higher W/C without additives can increase the penetration depth up to 3-4 m to an acceptable value of 0.5. However, in cracks with a lower crack growth (1 mm) the mixture without additives penetrates at a depth with a W/C ratio of 0.35 at less than 0.1 m, and with W/C = 0.5 – at less than 0.8–1.2 m, and into cracks of 0.1 mm it did not practically penetrate. Consequently, the efficiency of cement mixtures without additives in terms of increased water permeability and improved bearing properties of concrete structures considering the fissured rock soil is not high.

The penetration depth of cement mixtures can be improved with the application of additive super-plasticizers which decrease their dynamic viscosity to 0.005 Pa·s. The mixture with additive super-plasticizer even if its W/C ratio = 0.35 penetrates at a crack growth of 10 mm to a depth of 10 m in 0.5–1 min, and into cracks of 1 mm – in 3–7 min. Only such a mixture can penetrate into cracks with a crack growth of 0.1 m, particularly, in 10 minutes to a depth of 2 m under pressure of 0.8 MPa and to a depth of 2.7 m under pressure of 1.6 MPa. Consequently, the injecting of cement mixtures with additive super-plasticizers can efficiently provide a higher water permeability and bearing properties of the structure together with the fissured rock soil.

The theoretical dependencies obtained and the conclusions made were confirmed by means of the tests during which the mixtures of polymer-mineral com-

positions were spread in the model gap between the balastless bridge deck and the bridge beam.

Part Four describes the experimental research into the rheological properties of mixtures of polymer-mineral composites, and the physical and mechanical properties including stress strain behavior of the composites used for the foundations of reinforced concrete transport infrastructure facilities. This Part describes polymer-cement compositions for a pourable gasket layer of the balastless bridge deck. It has been concluded that a lower content of mineral component and an increased content of polymer component lead to a lower deformation level.

The research into the physical and mechanical, including stress-strain properties, of polymer-soil composites for the foundations of reinforced concrete transport infrastructure facilities was made.

It has been concluded that dry soils (loamy sand) with moisture of less than 8.6% added to the composites do not increase the deformation module; thus they do not worsen the stress-strain behavior. For wetter soils the deformation module is higher due to their compounding with a polymer at the following moisture: 10 % – by 2.5 times (from 17.3 to 42.8 MPa); 14 % (workability limit) – by 20 times (from 0.98 to 19.4 MPa); 15 % (average workability) – by 30 times (from 0.54 to 16.4 MPa); 16 % (liquid limit) – from zero to 12.2 MPa. The comparison of the K_E values obtained with the index of liquidity IL for the loamy sand under consideration made it possible to conclude that K_E depends on the moisture W and IL, and, therefore, on the initial (natural) state of the soil. The deformation module improvement factor K_E of soil due to stabilization is as follows (according to soil consistency): solid soil – from 1 (no effect) to 7; stiff soil – from 7 to 27; tough soil – from 27 to 37; plastic soil – from 37 to 49; high-plasticity soil – from 49 to 65; extremely high-plasticity soil – from 65 to 130.

Thus, the static research demonstrated that transformation of soil into soil-polymer composite decreases its stress-strain behavior (increases the deformation module). The deformation module of natural soil at moisture of $W = 15\%$ is 0.5–0.7 MPa. In the composite the module increases at $W = 10.9\%$ – up to no less than

11.2 MPa, and at $W = 6.9\%$ – up to no less than 33.4 MPa. Just as much the deformation module increases the soil dewatering: at $W = 11.5\%$ – up to 3.9 MPa, and at $W = 9.5\%$ – up to no less than 33.5 MPa. The dynamic research demonstrated that transformation of soil into soil-polymer composite considerably decreases its stress-strain behavior due to dynamic loads and increases the dynamic deformation module N/ε .

The anthracograph research demonstrated that the material and SPT[®] technology ensure formation of coryneform reinforcing elements with a lateral dimension of up to 700 mm, consisting of the middle and peripheral zones. The middle zone is a layer of dense well-polymerized material, and the peripheral zone is a layer of soil-polymer composite of porous polymer and soil particles. Thus, an increased deformation module for foundations is ensured by elements of the soil-polymer composite.

The durability of soil-polymer composite depends on water effect, not counting weathering and insulation. The composite durability can be estimated by means of the unique method designed by modelling the devastating impact of alternative water saturation and drying. It has been found that this impact results in a mass loss. It was found that such a loss can amount to 5% out of the mass for a soil-polymer composite in 10 cycles, and 10% out of the mass for a soil-silicate composite in 2 cycles. In comparison to 15-year service life for silicified soils, the predicted longevity of a soil-polymer composite is no less than 75 years.

The research deals with the interaction between polymer and mineral components of composites with the infrared spectrographic method. The spectra of soil-polymer composite had predominantly absorption bands, typical for both soil and polymer. The composite spectrum had no 2200–2300 cm^{-1} bands of stretching vibrations of the asymmetrical groups $\text{N}=\text{C}=\text{O}$ of cyanates and isocyanates, and 850 cm^{-1} bands of C-N stretching vibrations. Based on the polyurethane molecular structure it testifies better polymerization of polyurethane in the composite than in the polymer, and formation of hydrogen bonds between polyurethane molecules and the surface of soil mineral particles through their hydroxyl groups. These

bonds characterize polyurethane adhesion to mineral surfaces and the physical and mechanical properties, i.e., the stress-strain behavior of the composite.

Part Five presents the results of implementation of the polymer composites, and describes the engineering solution regarding the installation of the gasket layer of polymer-cement composite 1 under the balastless bridge deck. It implies the spreading of the composite mixture through the stud holes in the slab (installed in its final position on the local screeds) into a technological gap formed by top surface of the bridge beam, bottom surface of the slab, and constant slab form of elastic polymer material.

The polymer-soil composite was applied during the overall repair on a 1216-km culvert of the Kolosivka-Odessa section of Odessa Railways. The culvert consisted of reinforced concrete rings. The rings located under the tracks sank and became movable at each train run, and the soil suspension pumped through the joints. The culvert foundation of the disperse soil was transformed into polymer-soil composite by injecting the SPT[®] polyurethane .noitadnuof eht otni remylop The works were performed by *TOV NOVYY HRAD* under scientific and engineering supervision of UkrSURT. The economic effect was achieved by implementing this solution instead of replacing the culvert and laying down the foundation; it amounted to UAN 2m. It has been recommended to use the polymer-soil composite to waterproof and improve the bearing capacity of tunnels, culverts, and bridge supports. The author developed the recommendations for improving the bearing capacity of foundations and waterproofing the engineering structures.

The results of the thesis research are used in the curriculums for undergraduate, graduate, and post-graduate students of Specialty 192 Construction and Civil Engineering and Specialty 273 Railway Transport in lectures, practical and laboratory classes.

Keywords: polymer-mineral composites, soil-polymer composites, deformation module, foundations.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у фахових виданнях та у виданнях, що включені до наукометричних баз:

1. Мірошніченко С.В., Зверєва А.С. Визначення потрібної міцності прокладного шару безбаластного мостового полотна на етапах монтажу та експлуатації. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 168 (2017) 111–117.

Особистий внесок: аналіз останніх досліджень і публікацій, розрахунок сумарної необхідної міцності прокладного шару.

2. Miroshnichenko S., Plugin D., Kalinin O., Zvierieva A., Reznichenko I. Improved bearing resistance of soil foundations of buildings with injectable polyurethane composites. MATEC Web of Conferences. 230 (2018) 03013.

Особистий внесок: аналіз існуючих способів закріплення основ, участь у дослідженні закріпленні матеріалами і за технологіями SPT®, участь в аналізі результатів випробування деформативних характеристик.

3. Плугін А.А., Мірошніченко С.В., Резніченко І.В., Зверєва А.С. Деформативні властивості ґрунтополімерного композиту: Методика експериментальних досліджень. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 182 (2018) 44–52.

Особистий внесок: участь в розробленні оригінального методу дослідження деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту.

4. Зверєва А.С., Плугін А.А., Мірошніченко С.В., Резніченко І.В. Деформативні властивості ґрунтополімерного композиту: Експериментальні дослідження. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 76 (2018) 136–142.

Особистий внесок: участь в дослідженні статичних та динамічних випробуваннях моделей закріпленого та незакріпленого ґрунту та аналізі їх результатів.

5. Зверева А.С., Лейбук Я.С., Скорик О.О., Муригіна Н.О. Експериментальне визначення приведеної маси колії. Мости та тунелі: Теорія, дослідження, практика. 15 (2019) 41–46.

Особистий внесок: дослідження методики визначення приведеної маси ґрунту, який бере участь в коливаннях по замірах динамічних напружень в земляному полотні експериментальним методом.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

6. Зверева А.С., Мірошніченко С.В. Полімеркомпозиційний прокладний шар для плит безбаластного мостового полотна: Проблеми та перспективи. Збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Композиційні будівельні матеріали і виробы – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості». Полтава, 2015, 50–52.

Особистий внесок: аналіз існуючих матеріалів для прокладного шару плит БМП.

7. Мірошніченко С.В., Зверева А.С. Вимоги до міцності та до реологічних властивостей прокладного шару безбаластного мостового полотна. 78 Міжнар. наук.-техн. конфер. «Розвиток наукової та інноваційної діяльності на транспорті», Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 160 (додаток) (2016) 82.

Особистий внесок: аналіз впливу хімічних добавок на склад прокладного шару плит БМП та вимог до його властивостей.

8. Мірошніченко С.В., Зверева А.С. Визначення міцностних характеристик прокладного шару безбаластного мостового полотна на етапах монтажу та експлуатації. Тези доповідей 6-ої міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті». Харків, 2017, 54–56.

Особистий внесок: уточнення вимог до необхідної міцності прокладного шару на момент монтажу та експлуатації.

9. Мірошніченко С.В., Плугін Д.А., Калінін О.А., Зверева А.С., Резніченко І.В. Ґрунтополімерна композиція на основі ін'єкційного поліуретану

для підсилення основ споруд. Тези доповідей 7-ої міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті». Харків, 2017, 205–206.

Особистий внесок: участь в розробленні оригінального методу дослідження деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту.

10. Plugin A.A., Partala N.M., Miroshnichenko S.V., Plugina A.Y., Zvereva A.S. Three-Dimensional Reinforced Cement Composition for Bearing between the Assembled Reinforced Concrete Bridge Deck and the Metal Beams. 20. Internationale Baustofftagung. Weimar, 2018, 2255–2262.

Особистий внесок: аналітичний огляд літературних джерел.

Публікації, що додатково відображають матеріали дисертації:

11. Зверева А.С., Микитенко О.І. Оптимізація технології виготовлення залізобетонних шпал за рахунок використання хімічних добавок. Електронне видання «Збірник наукових праць студентів та магістрантів». УкрДАЗТ, 9 (2014) 67–74.

Особистий внесок: пошук та аналіз літератури, експериментальні дослідження впливу хімічних добавок на міцність зразків та аналіз їх результатів.

12. Пługін А.А., Лютий В.А., Савчук Ю.Ю., Зверева А.С. Композиції на основі шлаколужного в'язучого для ремонту інженерних споруд, що піддаються впливу газоподібних агресивних середовищ. Науковий вісник будівництва. 90(4) (2017) 111–115.

Особистий внесок: аналітичний огляд літературних джерел та участь в експериментальних дослідженнях.

13. Darenskiy O., Bielikov E., Dudin O., Zvierieva A., Oleshchenko A. Results of theoretical and experimental studies on determining the coefficient of subgrade reaction of sleepers for the conditions of main railways with axial loads of 30-35 tons per axle. MATEC Web of Conferences. 230 (2018) 01003.

Особистий внесок: аналіз літератури, участь у обговоренні результатів дослідження.

14. Плугін А.А., Калінін О.А., Мірошніченко С.В., Зверєва А.С., Голіней В.М., Ляхов М.С. Модель проникнення ін'єкційних цементних розчинів у заобробкові тріщинуваті скельні породи. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 196 (2021) 57-69.

Особистий внесок: пошук та аналіз літературних джерел, участь в дослідженнях та обговоренні їх результатів.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	29
РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДАНИХ ПРО МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ЯКОСТЕЙ ЗА- ЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	34
1.1 Аналіз матеріалів для влаштування основ для плит безбаластного мостового полотна.....	34
1.1.1 Конструкції прокладного шару безбаластового мостового полотна на залізобетонних плитах.....	34
1.1.2 Аналіз літературних даних з причин утворення тріщин.....	41
1.2 Аналіз способів покращення експлуатаційних характеристик плит безбаластного мостового полотна за рахунок регулювання деформа- ційних властивостей основ.....	49
1.3 Аналіз ін'єкційних полімерних матеріалів для підвищення экс- плуатаційних якостей основ підземних споруд.....	52
1.3.1 Закріплення ґрунтів основ.....	58
1.4 Аналіз технологій ремонту на основі полімерних матеріалів.....	65
1.4.1 Ін'єктування тріщин в конструкціях.....	69
1.4.2 Улаштування горизонтальної гідроізоляції ін'єкційними спосо- бами.....	73
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 1.....	76
РОЗДІЛ 2. МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ВИПРОБУВАНЬ.....	78
2.1 Матеріали для досліджень.....	78
2.2 Методи досліджень.....	79
2.2.1 Методи дослідження фізико-механічних і деформативних власти- востей полімермінеральних композитів для матеріалів прокладного шару безбаластного мостового полотна.....	79
2.2.2 Методи дослідження фізико-механічних і деформативних власти- востей ґрунтополімерного композиту основи штучної споруди.....	83

2.2.3 Розробка оригінальної методики статичних і динамічних випробувань властивостей ґрунтополімерного композиту основи штучної споруди.....	86
2.2.4 Розробка оригінальної методики оцінки показників довговічності ґрунтополімерного композиту.....	92
2.2.5 Фізико-хімічні дослідження полімермінеральних композитів.....	94
РОЗДІЛ 3. ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ І ДОВГОВІЧНОСТІ ПОЛІМЕРМІНЕРАЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ ДЛЯ ОСНОВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД	95
3.1 Обґрунтування фізико-механічних характеристик полімермінеральних композитів для прокладного шару безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит.....	95
3.2 Теоретичне обґрунтування підвищення довговічності роботи конструкції з полімер композиційних матеріалів.....	103
3.3 Теоретичне обґрунтування підвищення стабілізації та гідроізоляції ін'єкційних полімерних матеріалів для заглиблених та підземних споруд...109	
3.3.1 Розробка фізичної і математичної моделей проникнення ін'єкційного розчину у тріщину.....	109
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 3.....	116
РОЗДІЛ 4. РОЗРОБКА ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РЕОЛОГІЧНИХ І ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ПОЛІМЕРМІНЕРАЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ ДЛЯ ОСНОВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД.....	117
4.1 Розробка складів для влаштування прокладного шару під плити безбаластного мостового полотна.....	117
4.2 Дослідження деформативних міцностних характеристик полімер-композиційних та цементно-водних сумішей для прокладного шару.....	123
4.3 Експериментальні дослідження деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту на моделі.....	137

4.3.1 Статичні випробування моделей ґрунтополімерного композиту.....	137
4.3.2 Динамічні випробування моделей ґрунтополімерного композиту.....	151
4.4 Дослідження показників довговічності закріпленого ґрунту.....	161
4.5 Фізико-хімічні випробування поліуретанових матеріалів SPT та ґрунтополімерної композиції на його основі.....	163
4.5.1 Дослідження за допомогою методу інфрачервоної спектроскопії.....	170
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 4.....	173
РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖУВАННЯ ІН'ЄКЦІЙНИХ ПОЛІМЕРНИХ СКЛАДІВ ДЛЯ ЗАГЛИБЛЕНИХ ТА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД.....	175
5.1 Улаштування прокладного шару під плитами БМП та ремонт підземних штучних споруд.....	175
5.2 Впровадження та ефективність впровадження ін'єкційних полімерних матеріалів.....	177
5.3 Використання результатів досліджень у навчальному процесі.....	178
ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 5.....	178
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	180
ЛІТЕРАТУРА.....	182
ДОДАТКИ.....	194

ВСТУП

Актуальність теми. На залізницях України експлуатується значна кількість штучних споруд із залізобетонними конструкціями. Протягом експлуатації на них впливають різні руйнівні фактори - механічні дії, у т.ч. динамічні навантаження, атмосферні впливи, агресивні середовища, електричні струми тощо, внаслідок яких конструкції зазнають пошкоджень - тріщин, деформацій, локальних та суцільних руйнувань бетону. Однією зі складових здатності залізобетонних конструкцій чинити опір цим впливам протягом усього строку служби є властивості їх основ та незмінність цих властивостей у часі. Від деформативних властивостей основ залежать величини напружень та їх розподіл по конструкції, від електричних властивостей - величини струмів витoku тощо. Так, залізобетонні плити безбаластного мостового полотна металевих мостів опираються на дерев'яно-гумовий прокладний шар. Він швидко втрачає свої властивості та вимагає або заміни шару кожні 7–10 років або призводить до передчасного виходу плит з ладу. Залізобетонні водопропускні труби опираються на природний ґрунт, який інтенсивно деформується під осями колій, набагато менше - під укосами насипу. Це призводить до утворення тріщин, осідання середини труби, застоювання в ній води та прискорення подальшого розвитку пошкоджень. Тому розробка нових полімермінеральних композитів з регульованими деформативними властивостями для основ залізобетонних транспортних споруд, зокрема, полімерцементного для прокладного шару під залізобетонним безбаластним мостовим полотном, ґрунтополімерного під залізобетонними водопропускними трубами є актуальним завданням.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дослідження виконані на кафедрі будівельних матеріалів, конструкцій та споруд УкрДУЗТ у складі держбюджетних НДР «Розвиток теоретичних основ виникнення та запобігання порушень стійкості земляних та інших споруд» (ДР №0115U000276), «Теоретичні основи отримання нових корозійностійких композиційних силікатних матеріалів з високими гідрофізичними характери-

стиками» (ДР №0115U000279), «Теоретичні та експериментальні основи визначення, прогнозування та забезпечення несучої здатності та довговічності транспортних споруд в умовах агресивних впливів» (ДР №0119U100295); госпдоговірних темах «Проведення досліджень застосування ін'єкційних полімерних матеріалів SPT для будівництва, реконструкції та утримання споруд залізничного транспорту», «Проведення досліджень з можливості застосування шпал залізобетонних попередньо напружених колії 1520 мм типу СБЗ зі скріпленнями проміжними пружними типу КПП-5 на ділянках підвищеної вантажонапруженості та розробка рекомендацій».

Мета роботи – досягнення модуля деформації полімермінеральних композицій для основ залізобетонних транспортних споруд, який забезпечить мінімальні напруження в елементах конструкції.

Завдання досліджень:

- виконати аналіз матеріалів, придатних для основ залізобетонних транспортних споруд – безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит, залізобетонних водопропускних труб, які дозволять знизити напруження в їх конструкціях;

- виконати аналіз напружено-деформованого стану конструкції залізобетонної транспортної споруди на прикладі безбаластного мостового полотна, визначити модулі деформації основи, які забезпечать мінімальні напруження в конструкціях;

- виконати обґрунтування реологічних властивостей сумішей, які забезпечать улаштування однорідної суцільної основи ін'єкційними методами та наливанням;

- виконати експериментальні дослідження фізико-механічних властивостей матеріалів, у т.ч. модуля деформації, придатних для основ залізобетонних транспортних споруд;

- розробити склади полімермінеральних композитів із заданими деформативними властивостями;

- удосконалити і запровадити технологію улаштування однорідної суцільної основи залізобетонної транспортної споруди, впровадити результати дослідження у навчальний процес.

Об'єкт досліджень – деформативні властивості, зокрема модуль деформації, полімермінеральних композитів з мінеральними наповнювачами та полімерною або полімерцементною матрицею, закономірності їх формування.

Предмет досліджень – полімермінеральні композити з мінеральними наповнювачами та полімерною або полімерцементною матрицею для основ залізобетонних транспортних споруд, зокрема, ґрунти, в які ін'єктований уретановий полімер, заливні полімерцементні композити для прокладного шару безбаластного мостового полотна.

Робоча гіпотеза: Регулювання деформативних властивостей, зокрема, модуля деформації, полімермінеральних композитів для основ залізобетонних транспортних споруд дозволить знизити напруження в цих конструкціях та підвищити їх довговічність. Модуль деформації полімермінеральних композитів визначається співвідношенням кількості мінерального наповнювача і полімерної або полімермінеральної матриці.

Методи досліджень. Реологічні, фізико-механічні та деформативні характеристики полімермінеральних композитів для прокладного шару досліджували стандартними методами, а також за оригінальною методикою на моделях вузла сполучення верхньої полиці подовжньої балки, прокладного шару та плити БМП. Фізико-механічні та деформативні властивості ґрунту та ґрунтополімерного композиту визначали методом компресійного стиску на зразках ґрунту природного залягання та композиту, отриманого ін'єктуванням двокомпонентного поліуретанового матеріалу в ґрунт. Деформативні властивості ґрунту та ґрунтополімерного композиту під статичним та динамічним навантаженням досліджували також за оригінальною методикою на штучно виготовлених моделях. Взаємодію між полімерною матрицею і частинками ґрунту досліджували методом інфрачервоної спектроскопії.

Наукова новизна отриманих результатів

- вперше отримані діаграми «напруження - відносна деформація», «кількість циклів динамічного навантаження - відносна деформація» та величини модуля деформації, динамічного модуля деформації композитів різних складів і термінів твердіння та полімерґрунтових композитів, отриманих за певними режимами ін'єктування;

- набули подальшого розвитку уявлення про механізм проникнення сумішей у технологічні зазори і порожнини між конструкціями, а також порожній простір ґрунтів, отримано відповідну реологічну модель. Встановлено, що глибина проникнення суміші залежить крім її в'язкості й товщини тріщини, зазору або порожнини, від товщини нерухомого шару суміші вздовж їх поверхонь, а також від тиску суміші й тривалості витримання цього тиску;

- набули подальшого розвитку теоретичні та експериментальні уявлення про деформативні властивості полімермінеральних композитів: встановлено, що модуль деформації полімерґрунтового композиту залежить від полімермінерального співвідношення, а в ще більшому ступені - від вологості.

Достовірність отриманих результатів забезпечена коректним застосуванням методів досліджень, визначенням характеристик матеріалів декількома різними стандартними та оригінальними методами, повторюваністю результатів випробувань, їх статистичною обробкою, узгодженістю результатів експериментальних і теоретичних досліджень.

Обґрунтованість результатів досліджень забезпечена застосуванням в теоретичних дослідженнях фундаментальних положень і закономірностей фізичної та хімії, фізико-хімічної механіки дисперсних систем і матеріалів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у забезпеченні можливості підвищення довговічності безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит, а також водопропускних труб, що експлуатуються на нестійких основах. Практичне значення одержаних результатів підтверджується розробкою рекомендацій з підвищення несучої здатності основ штучних споруд, а також використанням у навчальному процесі для студентів, ма-

гістрантів, докторів філософії спеціальностей 192 «Будівництво та цивільна інженерія», 273 «Залізничний транспорт».

Особистий внесок здобувача. Основні теоретичні та експериментальні дослідження виконані автором особисто, зокрема, самостійно виконано аналітичний огляд літератури з тематики досліджень, експериментальні дослідження та аналіз їх результатів, обробку та побудову експериментальних залежностей. Постановлення завдань досліджень, формулювання наукової гіпотези та нових наукових положень виконані спільно з науковим керівником, впровадження результатів досліджень – спільно із співавторами публікацій.

Апробація результатів досліджень. Результати дисертаційного дослідження доповідались на: Міжнародній конференції 20 Internationale Baustofftagung, Веймар, Німеччина, 2018; 6 і 7 Міжнародних науково-технічних конференціях «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (TransBud), Харків, 2017, 2018; 78 Міжнародній науково-технічній конференції «Розвиток наукової та інноваційної діяльності на транспорті», Харків, 2016; Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Композиційні будівельні матеріали і виробы – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості», Полтава, 2015. У повному обсязі робота доповідалась на міжвузівському семінарі в УкрДУЗТ 05.08.2021.

Публікації. За результатами дисертаційної роботи опубліковано 14 наукових праць, з них 4 статті у фахових виданнях, рекомендованих МОН України, 1 публікація у міжнародному періодичному виданні, що індексується НМБД Scopus, 5 публікацій апробаційного характеру, 4 додаткові публікації.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, 5 розділів, основних висновків, списку використаних джерел із 106 найменувань на 13 сторінках, містить 189 сторінки основного тексту, 96 рисунків, 28 таблиць, 4 додатків.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРНИХ ДАНИХ ПРО МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ЯКОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Аналіз матеріалів для влаштування основ для плит безбаластного мостового полотна

1.1.1 Конструкції прокладного шару безбаластового мостового полотна на залізобетонних плитах

На залізницях України експлуатується значна кількість металевих мостів з безбаластним мостовим полотном (БМП) на залізобетонних плитах. Безбаластне мостове полотно із залізобетонних плит застосовують на металевих мостах, укладаючи на подовжні балки мосту. Основою БМП є прокладний шар, який має забезпечувати проектне положення плит і рівномірно передавати на балки постійні й тимчасові навантаження. На металевих мостах плити БМП укладені в основному на дерев'яно-гумовому прокладному шарі [1]. Це застаріле конструктивно-технологічне рішення призводить до передчасного виходу плит з ладу [2], необхідності заміни дерев'яних елементів кожні 7–10 років. Тому виникає необхідність пошуку конструктивно-технологічних рішень нового більш перспективного прокладного шару, який в свою чергу забезпечує набагато більшу довговічність самого шару, плит БМП і мостового полотна в цілому.

Виконано аналіз умов експлуатації деяких залізобетонних транспортних споруд, які часто зазнають передчасних пошкоджень через недоліки їх спільної роботи з основами – безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит, залізобетонних водопропускних труб. Докладний огляд різних конструкцій мостового полотна здійснено у [3]. Були визначені основні переваги та вади різних типів конструкцій мостового полотна на металевих мостах, у тому числі залізобетонного полотна із збірних плит.

До кінця 1990-х рр. Київський експериментальний ЗЗБШ виготовляв попередньо напружені плити БМП за стендовою технологією. Коли КДЗЗБШ було ліквідовано, а виробництво цих плит припинено, на Старокостянтинівському ЗЗБШ за Технічними умовами, які були розроблені в УкрДАЗТ [3а], було організовано виробництво ненапружених плит.

Суттєвий внесок в удосконалення конструкції, технології улаштування та утримання БМП зробили А.М. Немзер, Д.І. Васильєв. П.В.Захарченко, А.Н.Орешкін, Е.М.Долгий, Ю.О.Галаган, О.М.Гавриш вважали [4,5,6 та інші], що прикріплення плит до балки має бути жорстким. В теперішній час застосовується переважно гумово-дерев'яний прокладний шар товщиною із дубової або соснової дошки і гумової транспортерної стрічки, а зусилля натягу шпильок, які притискають плити через прокладний шар до балок мосту, складає 127,5 кН. Такий шар зручно улаштовувати, проте через гниття деревини він швидко втрачає свої властивості та вимагає заміни кожні 7–10 років. В процесі експлуатації плити часто зазнають передчасних пошкоджень, в основному у вигляді тріщин. Для їх запобігання А.Н.Орешкіним, J.Sadeghi, A.A.Ramezaniapour запропоновано виготовляти плити та аналогічні конструкції із фібробетону [4, 6, 10, 15 та інші], А.Malano, Y.Wae – із високофункціонального бетону [10, 12], Г.О.Линником – омоноличувати плити в крупні панелі [5]. А.М.Плугін, А.А.Плугін, С.В.Мірошніченко, О.А.Калінін, А.В.Никитинський, В.А.Лютій, О.А.Забіяка [2, 3] серед факторів, що спричиняють пошкодження, відзначали недосконалість конструкції і матеріалів прокладного шару, які обумовлюють нерівномірність його деформативних властивостей та, відповідно, розподілу напружень у плиті. Для запобігання тріщиноутворення пропонувалось застосовувати наливний прокладний шар із епоксидно-кам'яновугільного композиту. Проте, незважаючи на очевидну зручність його улаштування він не знайшов застосування.

В теперішній час експлуатуються наступні види прокладного шару (рис 1.1):

- а) з двошарових прокладок, де верхній шар – гума товщиною 8÷10 мм, а нижній – дерев'яні дошки (соснові дошки шириною 20÷24 см, дошки з твердих порід – не менше 10 см);
- б) з прокладок з гуми або гумокорду (транспортна стрічка) товщиною не більше 10 мм;
- в) з армованого цементно-піщаного розчину або полімерцементного розчину;
- г) з двошарових прокладок, де верхній шар – гума (транспортна стрічка) шириною 16÷25 см товщиною 8÷10 мм, а нижній – полімеркомпозиційний шар.

При влаштуванні нового прокладного шару під плити БМП рекомендується, згідно «Інструкції з укладання та експлуатації безбаластного мостового полотна (БМП) на залізобетонних плитах» [1] використовувати прокладний шар типів а, б (тип б – на зварних мостах з номінальним будівельним підйомом), а також перспективний варіант г.

При застосуванні прокладного шару типів в і г плити до влаштування прокладного шару тимчасово опирають на опорні дерев'яні прокладки або прокладки з пресованої фанери, що мають бути встановлені по осі балок під кожною підрейковою площадкою [7].

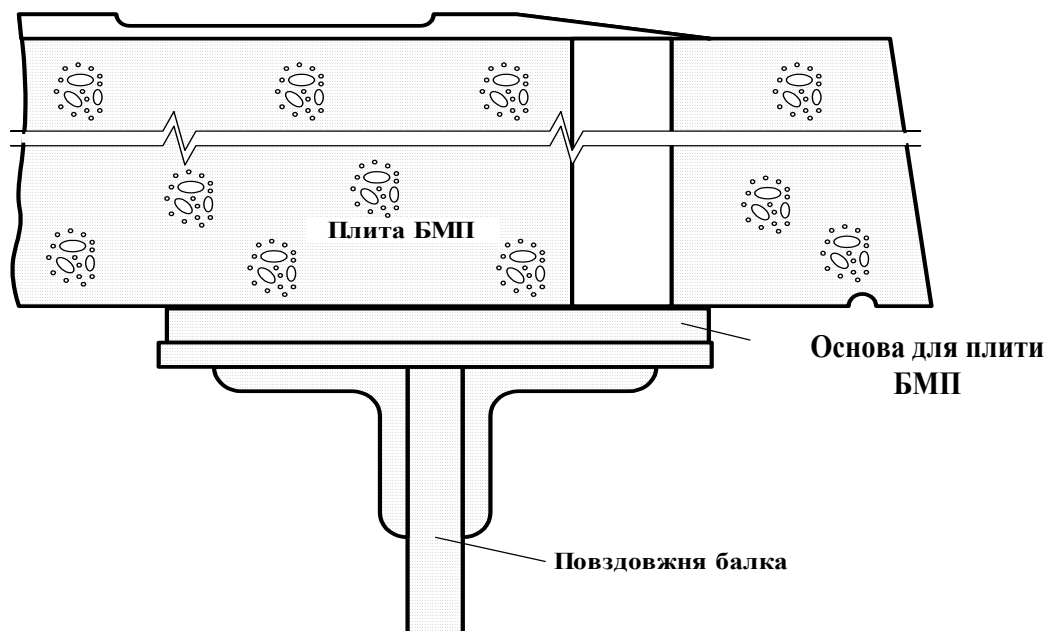


Рис. - 1.1 Поперечний переріз при прокладному шарі з гуми або гумокорду

Плити мостового полотна прикріплюються до балок високоміцними шпильками з зовнішньої сторони верхніх поясів балок через 50 см по довжині мосту. На шпильки із верхньої сторони встановлюються спеціальні збільшені шайби.

Залізобетонні підрейкові основи почали масово укладати на залізницях колишнього СРСР, у т.ч. України, з 1960-х рр. З того часу і дотепер вони виготовляють під навантаження на вісь від рухомого складу 232 кН (25 тс) із бетону класу С32/40 (раніше марки М500, класу В40). Прикріплення рейок до шпал здійснювалось переважно підкладковими проміжними рейковими скріпленнями, основним з яких стало роздільне клемно-болтове скріплення КБ. Майже з початку експлуатації залізобетонних підрейкових основ в них почали відзначати пошкодження (дефекти), які в основному пов'язували з механічним зносом і намагались запобігати раціоналізацією перерізів і армування [8], технології виготовлення [9]. Дефекти були систематизовані, класифіковані [8], проте відомостей про те, що до 1990-х рр. вони мали масовий характер, немає. Пошкодження підрейкових основ шпал відзначалися на залізницях інших країн, для запобігання яких пропонувалося удосконалювати матеріал шпал [10], наприклад, підвищувати міцність бетону на стиск до 70 МПа [11], застосовувати високофункціональний бетон з ще більшою міцністю [12], дисперсно армувати бетон сталевую [13, 14] або полімерною [15] фіброю. Однак ці заходи не усували повністю пошкоджуваність шпал.

Зростання пошкоджуваності підрейкових основ на залізницях України почало відзначатись з 1990-х рр. одночасно з глибокими перетвореннями системи господарювання, наслідками яких були зміна системи постачання матеріалами заводів-виробників, пошук і впровадження нових конструкцій рейкових скріплень тощо [16]. В [17] відзначено роль електрокорозійних процесів у пошкодженні шпал і запропоновано як захисний захід встановити вимоги до електричного опору шпал і бетону. У [18] показано, що в залізничних тунелях, особливо електрифікованих, верхня будова колії, у т.ч. залізобетонні підрейкові основи, зазнають надто швидкого корозійного зносу. Авто-

рами [19, 20] відмічалось збільшення пошкоджуваності конструкцій внутрішньою корозією. Внутрішня корозія обумовлена взаємодією реакційно здатних заповнювачів з вільними лугами цементів і призводить до утворення в бетоні сітки тріщин [21-24]. Аналогічні масові корозійні пошкодження підрейкових основ спостерігались і на залізницях Німеччини [25, 26], Росії [27]. Проте ця сітка може утворюватись і внаслідок усадки бетону з високою витратою цементу, і внаслідок поперемінного заморожування-відтавання. Так, у [28, 29] відзначено більший, ніж вважалось раніше, вплив на пошкоджуваність підрейкових основ поперемінного заморожування-танення і запропоновані заходи з підвищення морозостійкості бетону добавками і коригуванням тепловологісної обробки. У [30, 31] встановлено вплив типу рейкових скріплень – підкладкових та безпідкладкових, анкерних і клемно-болтових, а також класу бетону на утворення тріщин у підрейкових основах.

Викладене дозволяє констатувати, що однозначної причини пошкодження залізобетонних підрейкових основ не існує – дефекти утворюються внаслідок сполучення декількох різних факторів, залежних від конкретних конструктивно-технологічних особливостей, умов виробництва, укладання та експлуатації шпал.

На початку використання безбаластного мостового полотна (БМП) на залізобетонних плитах використовували цементно-піщаний розчин у якості прокладного шару. При застосуванні такого прокладного до його влаштування плити тимчасово опирають на опорні дерев'яні прокладки або прокладки з пресованої фанери, що мають бути встановлені по осі балок під кожною підрейковою площадкою. Плити притискаються шпильками і рух потягів відкривається. Заливання розчину виконують при русі поїздів в дерев'яну опалубку. Такий прокладний шар забезпечує добрий контакт між плитою та балкою та захищає металеві балки від корозії. Огляд мостів на такому прокладному шарі показав, що при товщині прокладного шару більше ніж 4-5 см він знаходиться у доброму стані, і плити не мають тріщин і дефектів. Однак при товщині 2-3 см прокладний шар руйнується. Це можна пояснити тим, що в

1970–80-х рр. розчин використовували без пластифікаторів і для того, щоб досягнути необхідної текучості (проникної здатності) в цих зонах використовували розчин з підвищеною кількістю води, що зменшувало його міцність. Також спостерігаються випадки неповного заповнення порожнечі і у зв'язку з цим руйнування прокладного шару в цих місцях.

В подальшому була розроблена технологія влаштування безбаластного мостового полотна на дерев'яних дошках з гумою. З точки зору роботи такої конструкції вона дозволяла зменшити жорсткість колії та подовжити строк служби окремих її елементів.

Модуль деформації деревини (дуб) $E = 66,7 \text{ МПа}$ (667 кг/см^2).

Модуль деформації гуми $E = 7 \div 14 \text{ МПа}$ ($70 \div 140 \text{ кг/см}^2$), в залежності від марки використовуваної гуми.

Модуль пружності бетону $E = 18\text{-}40 \text{ ГПа}$, тобто на декілька порядків вище.

Однак, ця конструкція виявила ряд недоліків:

- Доволі важко виконати обпирання плити на балку без порожнеч;
- Недовгий строк експлуатації (деревина доволі швидко втрачає свої властивості);
- Втрачається сила натягу шпильок нерівномірно, що приводить до виникнення дефектів в плиті.

В Росії існує також ряд різних прокладних шарів, які близькі до тих, що використовуються в Україні: «Инструкция по применению и проектированию безбаластного мостового полотна на железобетонных плитах на металлических пролетных строениях железнодорожных мостов» [32].

Сполучення між плитами і головними або поздовжніми балками може бути виконано у вигляді суцільного прокладного шару по всій довжині балок або на дискретних (окремих) опорах, які влаштовуються по осі верхнього поясу балки під кожною підрейковою основою плити. Як суцільний прокладний шар можуть використовуватися: армований цементно-піщаний розчин або дрібнозернистий бетон, безусадкова швидкотвердіюча бетонна суміш наливного типу з гумовою підкладкою, антисептовані дошки або фанера з гу-

мовими смугами. Дискретне обпирання може бути виконано з використанням металевих обойм, заповнених дрібнозернистим бетоном.

Плити мостового полотна прикріплюються до головних (поздовжніх) балок з зовнішнього боку верхніх поясів високоміцними шпильками. Відстань між сусідніми шпильками уздовж балок 500 мм. На шпильку зверху встановлюються гідроізоляційна гумова прокладка і металева шайба, що закривають овальний отвір плити. З обох сторін шпильки ставляться типові шайби і гайки високоміцних болтів. Для установки шпильок у верхніх поясах балок свердлять отвори або використовують заклепочні отвори, які при необхідності розсвердлюють до необхідного діаметра.

Згідно висновків МГУПС–МІТ застосування конструкції БМП з прокладними шарами з поліуретану, транспортерної стрічки, деревини бажано застосовувати, коли плити БМП передбачається експлуатувати протягом невеликого терміну на другорядних залізничних лініях або до реконструкції моста.

Жорсткість прокладного шару оказує вплив не тільки на конструкції верхньої будови колії, а також на конструкції балок. Так у МІТ виконали порівняння прикріплень з різним прокладним шаром. Максимальні напруги, що у верхньому звареному шві в поздовжньому напрямку без урахування залишкових напружень, наступні:

- таврово-кутникове прикріплення: -775 кг/см²;
- бетон: -155 кг/см²;
- поліуретан: -1080 кг/см²;
- конвеєрна стрічка: -662 кг/см²;
- конвеєрна стрічка і дерево: -900 кг/см²;
- дерево: -920 кг/см².

Максимальні напруги, що у верхньому звареному шві тільки від повороту і вигину полиці (в поперечному напрямку), без урахування залишкових напружень, наступні:

- таврово-кутникове прикріплення -47 кг/см²;

- бетон: -54 кг/см²;
- поліуретан: -430 кг/см²;
- конвеєрна стрічка: -218 кг/см²;
- конвеєрна стрічка і дерево: -582 кг/см²;
- дерево: -552 кг/см².

З даних, отриманих у МІПТ, можна зробити висновок про доцільність використання жорсткого способу прикріплення плит до балки [33].

1.1.2 Аналіз літературних даних з причин утворення тріщин

Проектний термін служби плит БМП складає 50 років, проте через декілька років після уведення в експлуатацію багатьох випадках в плитах утворюються пошкодження [34-35]. За даними відділу перевірки стану штучних споруд Центру діагностики інфраструктури Укрзалізниці з середини 2000-х рр. збільшилась пошкоджуваність плит БМП. Пошкодженнями є тріщинами різного характеру. Найчастіше спостерігаються подовжні тріщини у верхній грані плит біля високоміцних шпильок і зовнішніх закладних болтів рейкових скріплень шириною понад 0,5 мм [36].

Розглядаючи розрахункову схему плити БМП [1], робимо висновок, що у місцях плити з тріщинами понад 0,5 мм, значні напруження розтягу відсутні. За високої міцності бетону, а саме класу за міцністю на стиск С 32/40, орієнтовної міцності на розтяг 5,6 – 6 МПа причин для утворення силових тріщин немає. Звичайно такі тріщини герметизують епоксидними смолами, плити з ними не вважаються пошкодженням.

Але відомо, що пошкодження залізобетонних конструкцій та виробів, насамперед тріщини, мають вагомий вплив на їх несучу здатність, довговічність та надійність. Відповідно до вищезазначеного в різноманітних літературних [37] та нормативних джерелах наводяться градації пошкоджень за ступенем цього впливу.

Так в залежності від впливу на надійність, довговічність конструкції та режим експлуатації у [38] визначені три категорії пошкоджень залізничних

штучних споруд: I – дефекти, які погіршують умови обслуговування та знижують довговічність споруди, але їх розвиток не впливає на пропуск поїздів; II – розвиток дефекту може обмежити пропуск поїздів і створити загрозу безпеці руху; III – дефект загрожує безпеці руху поїздів, споруда вимагає особливих умов експлуатації аж до обмеження руху поїздів.

У значній кількості визначаються тріщини у плитах [39] виробництва Старокостянтинівським ЗЗБШ. Фактична міцність бетону цих плит на стиск перевищує 51 МПа і досягає 60 МПа, натяг високоміцних шпильок складає 98 кН, зміщення вісі колії відносно вісі прогонової будови - 10–30 мм. У [40] тріщини залізобетонних та бетонних транспортних споруд розподіляються на ті, що впливають: на міцність, на довговічність та на безпеку руху. Через небезпеку корозії арматури зазначено, що тріщини з шириною розкриття понад 0,2–0,3 мм не допускається.

У [41] тріщини та інші пошкодження в конструкціях автодорожніх мостів умовно поділяються на три групи: 1 – такі, що не знижують довговічність; 2 – такі, що знижують довговічність; 3 – такі, що знижують несучу здатність.

У [42] встановлені чотири категорії технічного стану будівель та споруд транспортного призначення, які представлені у табл. 1.1.

У [43] для бетонних і залізобетонних конструкцій промислових та цивільних будівель наведена детальна градація пошкоджень. Всі виявлені дефекти, поділяються на два основні типи:

- які, що вказують на загрозу зниження або незабезпечення несучої здатності;
- неприпустимі з позицій придатності конструкцій до нормальної експлуатації.

Категорії технічного стану будівель та споруд транспортного призначення

Категорія	Технічний стан	Пошкодження, що характеризують технічний стан	Заходи з відновлення технічного стану або запобігання аварій
1	нормальний	пошкодження, що перешкоджають нормальній експлуатації відсутні, технічний стан відповідає вихідному стану (під час введення в експлуатацію)	—
2	задовільний	наявні пошкодження, що можуть спричинити зниження терміну служби споруди	потрібний поточний ремонт
3	непридатний до нормальної експлуатації	наявні пошкодження, що свідчать про зниження несучої здатності конструктивних елементів	потрібний капітальний ремонт
4	аварійний	наявні пошкодження, що можуть спричинити порушення цілісності конструктивних елементів та їх раптове руйнування	експлуатація заборонена

Простежується характерна послідовність утворення й розвитку тріщин [44]. Звичайно спочатку проявляються усадочні тріщини на нижній або верхній поверхні плити. Потім під дією тимчасового навантаження й залежно від умов обпирання усадочні тріщини на нижній поверхні плит переростають у силові поздовжні або поперечні відносно осі. Далі в результаті змінного характеру напруження в плитах тріщини [45] стають наскрізними й отримують розвиток по осі від торця до торця або поперек осі від високоміцних шпильок до торців плит. Також зафіксована велика кількість дефектних плит із тріщинам, що проходять по діагоналі через технологічні отвори (отвори для шпильок, контруктників), які значно скорочують довговічність мостового полотна, а, отже, і його надійність, підвищують експлуатаційні витрати.

Аналіз напружень [46] та деформацій [47] дерев'яної підкладки в якості прокладного шару плит БМП свідчить про наявність зминання деревини у зоні шпильки. Граничну міцність деревини на зминання значно більше міс-

цевих напружень в матеріалі прокладного шару. Саме це обумовлює пошук нового елемента з більшою жорсткістю замість дерев'яної підкладки для забезпечення надійної роботи плити. Також слід зменшити до оптимального значення зусилля натягу шпильок, оскільки суттєві деформації верхнього листа балки негативно впливають на довговічність конструкції. Були проведені розрахунки [48] місцевих деформацій системи плита - прокладний шар – балка з варіантами величини натягу високоміцної шпильки – 200 кН, 100 кН, 50 кН та без затягування шпильки. В результаті чого стало відомо, що при забезпеченні сили натягу у шпильках менше 49 кН можливий місцевий відрив прокладного шару від плити або балки, наслідком якого є утворення тріщини у цьому місці. Для їх запобігання А.Н.Орешкіним [6], J.Sadeghi [13], А.А.Ramezaniapour [11] запропоновано виготовляти плити та аналогічні конструкції із фібробетону, А.Малано [10], У.Вае [12] – із високофункціонального бетону, Г.О.Линником – омоноличувати плити в крупні панелі. А.М.Плугін, А.А.Плугін, С.В.Мірошніченко, О.А.Калінін [49], А.В.Никитинський, В.А.Лютій, О.А.Забіяка серед факторів, що спричиняють пошкодження, відзначали недосконалість конструкції і матеріалів прокладного шару, які обумовлюють нерівномірність його деформативних властивостей та, відповідно, розподілу напружень у плиті. Для запобігання тріщиноутворення пропонувалось застосовувати наливний прокладний шар із епоксидно-кам'яновугільного композиту. Проте, незважаючи на очевидну зручність його улаштування він не знайшов застосування.

Причин появи й розвитку тріщин декілька, часто вони носять комплексний характер [50, 51]. У залізобетонних плитах безбаластного мостового полотна з арматурою, що попередньо напружена, також спостерігаються тріщини, але через малу кількість таких плит на території України, а також через те, що в останні десятиріччя такі плити не випускаються, оцінити причини їхнього виникнення складно. Набагато краще поводить безбаластне мостове полотно на бетонному прокладному шарі [52, 53]. Однак на даний мо-

мент сам бетонний прокладний шар практично на всіх мостах на території України зруйнований.

За даними з Росії значно варіюється ймовірність появи тріщин залежно від заводу-виготовлювача. В Україні на даний момент тільки один завод виробляє плити БМП - ДП «Старокостянтинівський завод залізобетонних шпал». Дані обстеження мостовипробувальної станції Південної залізниці та спеціалістів УкрДАЗТ [54].

Можливі причини утворення тріщин:

1. Недосконалий склад бетону, його підвищені усадка й повзучість, недостатня міцність на розтягання.
2. Нераціональні розташування шпильок і зусилля затягування болта.
3. Струми витоку на електрифікованих ділянках
4. Недоліки прокладного шару, як по конструкції, так і по виконанню.

У Росії [32] та Білорусії [55] також проводяться значні дослідження причин утворення тріщин у плитах БМП. У результаті проведених досліджень російськими спеціалістами були зроблені наступні висновки:

Як правило, у плитах БМП з'являлися поздовжні тріщини по верхній або нижній поверхнях, які досить швидко перетинали весь переріз плити. Арматура починала працювати в нерозрахованому режимі, бетон навколо тріщини (особливо поздовжньої) інтенсивно руйнувався, після чого була потрібна невідкладна заміна ушкодженої плити. Спроби здійснювати ремонт таких плит не приводили до бажаних результатів, тому що новий бетон через вібрацію від поїздів, що проходять, погано зчіплювався зі старим, а посилені ванним способом обірвані раніше арматурні стрижні швидко руйнувалися через недостатню витривалість у місцях різкої зміни жорсткості стрижня.

Установлено, що однією з основних причин виникнення тріщин є складна динамічна робота плити. Зокрема, через грибоподібні верхні пояси головних або поздовжніх балок при натягу шпильок плита вигинається нагору, а при проході тимчасового навантаження - униз. Таким чином, вона, як мем-

брана, робить вертикальні коливання, що призводять до тріщин у бетоні й пошкодженню арматури.

Руйнуванню плити також сприяють недостатньо висока міцність бетону й збільшена товщина захисного шару, коли плече внутрішньої пари сил між центрами ваги арматури й стиснутої зони бетону при порушенні технології бетонування зменшується.

З погляду російських спеціалістів, найбільш правильним і надійним способом підвищення тріщиностійкості плит за рахунок збільшення плеча внутрішньої пари сил є збільшення їхньої товщини з 174 до 200 мм. При цьому зростає жорсткість плити, зменшиться розмах її коливань навколо нейтральної осі. Раніше цим шляхом пішли в Японії.

Близько 20 років тому «Ленгипротрансмост» розробив проект таких плит, а в «Мостострое б» у дослідному порядку були виготовлені дві партії по 10 штук. Наприкінці 1980-х років ці плити були випробувані на дослідній естакаді в Щербинці й показали гарні результати. Ні в одній з них не з'явилися тріщини, хоча їх перевіряли в досить жорсткому режимі під дослідним поїздом з навантаженням 27 тс/вісь, і загальний наробіток тоннажу склав близько 400 млн. т. вантажу брутто.

Відомо, що за рубежем в останні 15-20 років почали застосовувати залізобетонні конструкції із зовнішнім листовим армуванням, що дозволяє збільшити плече внутрішньої пари сил. У найбільшій мірі такий ефект може проявитися стосовно до плит, оскільки у відсотковому відношенні навіть незначний ріст плеча внутрішньої пари сил у плиті дає істотне збільшення реактивного моменту.

Як відомо, зовнішнє армування підвищує надійність залізобетонної конструкції, скорочує витрату металу, підвищує її жорсткість і тріщиностійкість, знижує трудовитрати на виготовлення за рахунок спрощення армокаркасу, зменшення кількості арматурних стрижнів і спрощення процесу бетонування.

Розрахунки показали, що товщина металевого листа повинна бути близько 3-4 мм.

За пропозицією «ВНИИЖТа» на дослідній естакаді Експериментального кільця, а також у лабораторних умовах на спеціальному стенді такі плити піддалися всебічному вивченню в умовах статичних й експлуатаційних впливів. Випробування показали, що плити мають необхідну надійність і довговічність. Товщина листа була прийнята 4 мм. Плити виготовлені на Київському заводі залізобетонних шпал, який мав для цього необхідне устаткування.

Попереднє моделювання роботи плит із зовнішнім листовим армуванням показало, що самим надійним способом з'єднання листів з бетоном є приварка до листа анкерів, які занурювали в бетон на останній стадії формування плити на вібростолі. Діаметр хомутив прийнятий 12 мм. Для видалення повітря з-під листа в момент занурення анкерів у бетон у ньому були вирізані отвори діаметром 8 см, розташовані по всій поверхні через 30 см у шаховому порядку.

Плити безбаластного мостового полотна бетонують у спеціальних формах у положенні «обличчям вниз». Тому після заповнення форм бетоном і його ущільнення зверху укладали армуючий лист хомутами в бетон.

Після випробувань порівняльний аналіз напруженого стану показав, що по осі плити, армованої листом, у верхніх фібрах бетону напруги зменшилися вдвічі (30 кгс/см² у порівнянні з 61 кгс/см² у плиті зі стержневим армуванням). У сталевому листі напруги знизилися на 13,5 % у порівнянні з напруженнями в стержневій арматурі. Вертикальні переміщення виявилися також менше, ніж в аналогічних плитах типового виконання. Використання металевого листа не вплинуло на роботу СЦБ. Згодом виробництво плит із зовнішнім армуванням не знайшло застосування у зв'язку з технологічними труднощами.

Технологічні недоліки можуть бути в значній мірі усунені, якщо замість суцільного листа використати окремі, з'єднані між собою смуги. У цьому випадку відпадає необхідність у заготівці громіздких листів, їхній ретельній поставі, свердленні отворів для випуску повітря.

Був випробуваний також спосіб збільшення жорсткості плеча внутрішньої пари сил у плиті за рахунок укладання зверху додаткового шару залізобетону, що крім збільшення висоти може підсилити контруктники.

В останні п'ять років для зміцнення різних елементів у Росії почали широко застосовувати дисперсне армування бетону, одержуючи так званий фібробетон.

По даним «НИИЖБ» і «ЦНИИС», витрата фібри становить близько 60—80 кг на 1 м³ бетону.

Введення в бетон фібри підвищує його міцність на стиск до 25 %, осьове розтягання - до 65 %, розтягання при вигині - в 2,5 рази, ударостійкість - до 10 разів.

З урахуванням позитивних результатів впровадження фібробетону «ВНИИЖТОМ», «НДІ мостів» і «ЦНИИСОМ» проведене спеціальне дослідження впливу фібробетону на довговічність залізобетонних плит БМП.

У теперішній час Себежский завод ЗБК і компанія «Міст» виготовляють плити БМП, у які крім типового армування закладають у бетон на заключному етапі перемішування по 60—80 кг фібри на 1 м³ бетону плити.

Однак плити БМП навіть із використанням фібри запроектовані на межі несучої спроможності залізобетону. Так, насиченість робочою арматурою значно перевищує оптимальну для залізобетонних загальнобудівельних конструкцій. Напружений стан у плиті залежить від багатьох факторів, які легко порушуються й важко контрольовані: точності виготовлення плити, точності підгонки товщини прокладного шару по місцю укладання плити, дотримання положення високоміцної шпильки стосовно вісі балки, зусилля натягу шпильок і підтримки цього зусилля в заданих межах при експлуатації мостів і т.д.

На думку російських спеціалістів, використання фібробетону істотно підвищує надійність плит, що застосовують, однак не можна повністю виключити ймовірність появи тріщин у плитах БМП, особливо в умовах підвищення динамічних впливів через збільшення швидкостей руху поїздів і росту

осьових навантажень. У цей час досвід експлуатації плит з фібробетону не можна вважати достатнім.

Тому радикальним способом, по їхнім даним, підвищення надійності й довговічності плит може бути забезпечено збільшенням їхньої висоти. Незважаючи на те, що це пов'язане зі збільшенням витрати бетону на 10-12 %, одночасно може бути зменшена кількість робочої арматури, завдяки чому вартість таких плит істотно не зміниться.

1.2 Аналіз способів покращення експлуатаційних характеристик плит безбаластного мостового полотна за рахунок регулювання деформаційних властивостей основ

На довговічність плит також великий вплив має деформативний характер основ [56]. В залежності від нього суттєво змінюються напруги в різних зонах залізобетонної плити.

Для наливного прокладного шару можуть бути придатні суміші, що мають високу розтічність, високу швидкість набору міцності та довговічність. Із наявних на ринку сухих будівельних сумішей єдиними, що призначені для подібного використання (ремонт бетонних і залізобетонних конструкцій і одночасно висока розтічність), виявлені суміш торгівельної марки ЕМАКО. Їх придатність для улаштування прокладного шару підтверджується російськими інструктивними документами.

Високу розтічність мають суміші для самовирівнювальних підлог торгівельних марок Ceresit, Knauf, Thomsit, Полипласт, Токан і т.д. Ці суміші виготовляють на основі гіпсу або портландцементу. Суміші на основі гіпсу призначені для застосування всередині приміщень і для прокладного шару непридатні. Застосування для прокладного шару вказаних сумішей на основі цементу вимагає окремого дослідження і обґрунтування.

На теперішній час у якості матеріалів для прокладного шару випробувані [57 - 59] наступні композиції:

- полімерцементна суха суміш Emaco Fast Fluid;

- полімерцементна суха суміш SikaGrout-316;
- епоксидна композиція Sikadur-42 HE;
- силікатно-уретанова композиція ГеоФлекс+;
- епоксидно-кам'яновугільна композиція УкрДАЗТ;
- полімерцементні суміші УкрДАЗТ.

Попередніми випробуваннями були визначені потрібні основні властивості матеріалів для улаштування прокладного шару під залізобетонними плитами безбаластного мостового полотна за наливною технологією [57]. Науковими співробітниками університету було обрано стандартні і розроблено оригінальні методи досліджень сумішей і композицій:

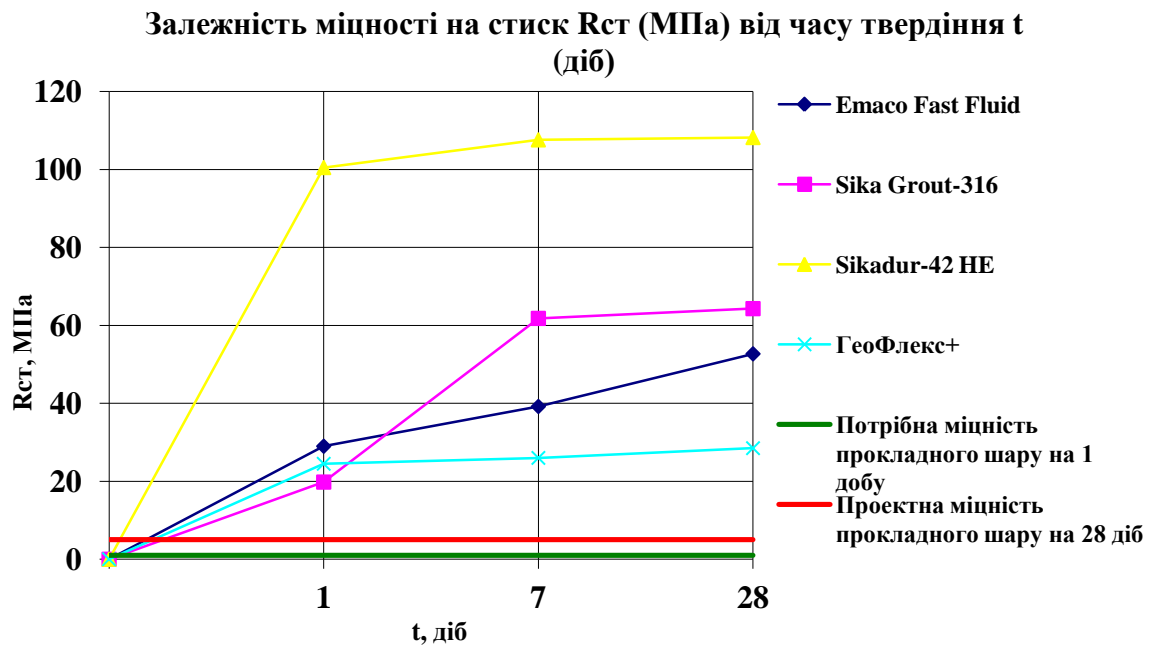
- визначення технологічних та фізико-механічних властивостей сумішей, зокрема розтікання;
- відпрацювання технології улаштування прокладного шару на масштабній моделі вузла сполучення верхньої полиці подовжньої балки металевого моста, прокладного шару і плити БМП і в експлуатаційних умовах;
- визначення модуля пружності (деформації); - аналізу напружено-деформованого стану методом скінчених елементів;
- динамічних випробувань.

Динаміка набору міцності різними складами у порівнянні з потрібними значеннями наведена на рис. 1.2.

В результаті експериментальних досліджень і відпрацювання технології улаштування прокладного шару [58] на масштабній моделі встановлені фактичні технологічні і фізико-механічні властивості сумішей і композицій. За визначеними властивостями придатними для улаштування прокладного шару є склади і композиції Emaco Fast Fluid, SikaGrout-316, Sikadur-42 HE, епоксидно-кам'яновугільна композиція УкрДАЗТ і деякі полімерцементні суміші УкрДАЗТ.

Проведений аналіз виконаних досліджень вказує на добрі властивості означених матеріалів, але також вони мають ряд недосконалостей, що призводить до необхідності подальших досліджень та вдосконалення, як матеріа-

лів, так і технології влаштування. Попередні розробки мали деякі недоліки або невирішені питання: всі досліджені склади і композиції забезпечують потрібну міцність через одну добу твердіння. Інші суміші забезпечують необхідну міцність, але мають дуже низький модуль пружності, отже є надто деформативними і непридатними для влаштування прокладного шару. Є скла-



ди, котрі не забезпечують якісного контакту між прокладним шаром і нижньою гранню плити.

Рисунок 1.2 – Міцність зразків полімеркомпозиційного складу

Полімерцементна суха суміш Emaco Fast Fluid та полімерцементна суха суміш SikaGrout-316 успішно пройшли випробування, але мають високу вартість, а також не досить швидко набирає міцність. Зараз дуже актуальним є використання енергозберігаючих технологій, економічних матеріалів, тому на даний час це актуально.

Епоксидна композиція Sikadur-42 HE має найвищу вартість і також потрібну міцність має тільки через добу.

Силікатно-уретанова композиція ГеоФлекс+ має найвищу швидкість набору міцності, але через низьку деформативність і недостатню кінцеву міцність для прокладного шару використовувати не можливо.

Полімерцементні суміші УкрДАЗТ мають недостатню розтічність за Суттардом і недостатню швидкість набору міцності, тому її склад потребує удосконалення за рахунок функціональних добавок.

За результатами проведеного аналізу існуючих матеріалів для наливного прокладного шару можна зробити висновок, що удосконалення технологій та самих матеріалів на теперішній час актуальні і потребують подальшого розвитку.

1.3 Аналіз ін'єкційних полімерних матеріалів для підвищення експлуатаційних якостей основ підземних споруд

На залізницях України експлуатується понад 40 залізничних тунелів. Вік більшості з них перевищує 50 років, а значної кількості – 100 років. Під час експлуатації внаслідок впливу природних (підземних вод, поперемінного заморожування й відтавання) і антропогенних факторів (агресивних газів, струмів витоку) обробка тунелів зазнає пошкоджень та, отже, фізичного зносу [60, 61]. Найбільш руйнівним з цих факторів є вплив підземних вод, які містяться у тріщинах скельних порід, ґрунтах і намагаються фільтрувати з масиву до внутрішнього простору тунелю (рис. 1.3). Фільтрація підземних вод всередину тунелю спричиняє вилуговування забутовки або цементного розчину, який під час будівництва нагнітали у зазор між обробкою і масивом, суфозію ґрунту, внаслідок чого за обробкою утворюються обводнені порожнини. Це ще прискорює зазначені руйнівні процеси, а у підсумку призводить до порушення спільної роботи обробки з масивом, її деформації аж до порушення габариту і навіть завалу.

Запобігти фільтрації та її руйнівному впливу дозволяє гідроізоляція обробки. Через неприпустимість зменшення габариту тунелю додатковими конструкціями найбільш розповсюдженими способами гідроізоляції обробки

експлуатованих тунелів є ін'єкційні, здійснювані шляхом нагнітання за обробку глиняних, полімерних, цементних розчинів [60, 61]. Глиняні розчини найдешевші, задовільно гідроізольують обробку, проте не здатні відновити її несучу здатність і в теперішній час майже не застосовуються. Сучасні полімерні розчини, особливо ті, що розширюються, з високою ефективністю гідроізольують обробку та відновлюють її несучу здатність, проте є дуже коштовними. Цементні розчини здатні добре відновлювати як водонепроникність, так і несучу здатність тунельної обробки [32, 33], проте забезпечення їх проникної здатності у ґрунти та тріщини скельних порід залишається неповністю розв'язаним завданням, у т.ч. через складність контролю глибини проникнення після ін'єктування.



Рис. 1.3 Витікання води через ін'єктор, встановлений в шпарину, просвердлену в обробці тунелю до заобробкового простору

Нагнітання цементних розчинів застосовують не тільки під час будівництва транспортних тунелів, а й під час будівництва і ремонту тунелів метрополітену [62, 63], тунелів і колекторів систем водовідведення [64 – 66]. В цих випадках також забезпечується заповнення зазору між гірською виробкою і конструкцією обробки з метою забезпечення рівномірного передавання навантаження та запобігання подальшої інфільтрації в споруду підземних або ґрунтових вод або, навпаки, ексфільтрації стічних вод із каналізаційних тунелів і колекторів.

Ін'єкційні способи тампонажу (надання водонепроникності) усього ґрунтового масиву із тріщинуватих скельних порід добре відпрацьовані під час буріння свердловин [67], проходження гірських виробок [68, 69]. Для тампонажу застосовували в основному цементні розчини з водоцементним відношенням В/Ц = 0,8–1,0, вважаючи, що за рахунок відтиснення надлишку води у тонкі тріщини В/Ц зменшується до 0,32–0,35.

Створення тампонажних розчинів, способів їх ін'єктування й технологічного контролю ґрунтується на закономірностях і методах фізико-хімічної механіки та реології дисперсних систем [70]. Ґрунтуючись на зазначених закономірностях, у [71 – 74] було обґрунтовано реологічні властивості суперпластифікованих цементно-водних суспензій для ін'єктування за обробку тунелів [71 – 73], в міжтрубний зазор у разі ремонту каналізаційних колекторів методом вставок [74]. У [75] обґрунтовано проникнення силікатних розчинів у пористий ґрунт. У [71, 74] для аналізу закономірностей руху розчину у тріщині в породі, міжтрубному зазорі застосовано закон в'язкості Ньютона:

$$\tau = \eta \cdot \frac{dv}{dx}, \quad (1.1)$$

де τ – напруження зсуву, Н/м², η – динамічна в'язкість розчину, Па·с; dv/dx – поперечний напрямку течії градієнт її швидкості, 1/с.

Було показано, що глибина проникнення розчину в скельні породи залежить від ширини розкриття тріщин в них, розміру частинок розчину, його динамічної в'язкості, тривалості прикладання тиску нагнітання.

У [76] проаналізовано зв'язок між фундаментальними реологічними властивостями (в'язкістю, Па·с, граничним опором зсуву, Па) і технологічними реологічними властивостями розчинів (різними видами глибини проникнення інденторів у мм, осідання у см, ширини розтікання у см або мм, тривалості витікання через отвори у секундах), отримано теоретичні та експериментальні моделі зв'язку між ними. У [67 – 70] отримано також добре узгоджені між собою теоретичні та експериментальні моделі зв'язку між фундаментальними реологічними властивостями та електричними показниками

роботи електроприводу, що забезпечує рух кулеподібного індентора крізь розчин, а у [69, 70] ці моделі застосовано для розробки автоматизованої системи регулювання складу розчину безпосередньо під час його ін'єктування у міжтрубний зазор у разі ремонту каналізаційних колекторів методом вставок.

У [71, 72] за допомогою ротаційних віскозиметрів встановлено, що динамічна в'язкість цементного розчину дорівнює: $V/\Omega = 0,5 - \eta = 0,2-0,3 \text{ Па}\cdot\text{с}$, а за $V/\Omega = 0,32-0,35$ збільшується до $10 \text{ Па}\cdot\text{с}$. У [77, 78] встановлено, що динамічна в'язкість цементного розчину з добавками суперпластифікаторів, що є аніонними ПАР, знижується до величин, близьких до $\eta = 0,001 \text{ Па}\cdot\text{с}$ навіть у разі зниження V/Ω до $0,35-0,32$.

Отже, для аналізу залежності глибини проникнення ін'єкційних цементних розчинів у заобробкові тріщинуваті скельні породи від природних і технологічних факторів знайдено теоретичні передумови. Визначено і прийнято до аналізу фактори, що найбільше впливають на глибину проникнення: ширина розкриття тріщин в породах, динамічна в'язкість розчину, тривалість прикладання тиску під час ін'єктування. Аналіз доцільно здійснювати на основі рівняння (1.1).

Необхідність ремонту або підсилення фундаментів, а також підсилення основ рекомендується визначати на основі даних, отриманих при їх обстеженні, інженерних вишукувань, а також з урахуванням результатів перевірених розрахунків, виконаних відповідно до [74].

Необхідність ремонту або підсилення може бути викликана наступними факторами:

- а) збільшенням навантажень на основи і фундаменти;
- б) зміною умов роботи основ і фундаментів, викликаною забудовою території, що прилягає, освоєнням підземного простору та іншими причинами;
- в) наднормативними осіданнями і кренами через помилки і недогляди на стадіях вишукувань, проектування і будівництва, порушення режиму експлуатації, зміни гідрогеологічних умов тощо;

г) зношенням, ушкодженням чи руйнуванням конструкцій (тріщини, відшарування захисного шару арматури, корозія, зниження міцності матеріалу фундаментів тощо).

Спосіб ремонту і підсилення фундаментів рекомендується обирати в залежності від їх типу, матеріалів, причин і характеру наявних деформацій і пошкоджень, інженерно-геологічних умов тощо.

При виборі способу підсилення фундаментів враховуються всі фактори, що впливають на їх стан, і приймається такий спосіб, який зможе виключити або звести до мінімуму вплив несприятливих факторів і сприяти надійній і тривалій експлуатації об'єкта, що реконструюється або відновлюється.

При виборі способу підсилення рекомендується не допускати ослаблення основи і конструкцій фундаментів у процесі проведення робіт, але передбачати заходи щодо зменшення додаткових деформацій.

Підсилення виконується одним способом за єдиною технологією під усім деформаційно-осідальним відсіком будинку. В окремих випадках, коли неможливо реалізувати цю вимогу, допускається застосовувати різні, але однотипні способи, наприклад, різні види і способи влаштування паль.

Конструктивна схема підсилення приймається з урахуванням характеристик жорсткості наземної частини об'єкта і стану несучих конструкцій. За необхідності передбачається попередній ремонт чи підсилення наземних конструкцій.

Необхідність ремонту або підсилення фундаментів, а також підсилення основ рекомендується визначати на основі даних, отриманих при їх обстеженні, інженерних вишукувань, а також з урахуванням результатів перевірних розрахунків, виконаних відповідно до [79].

Необхідність ремонту або підсилення може бути викликана наступними факторами:

- а) збільшенням навантажень на основи і фундаменти;
- б) зміною умов роботи основ і фундаментів, викликаною забудовою території, що прилягає, освоєнням підземного простору та іншими причинами;

в) наднормативними осіданнями і кренами через помилки і недогляди на стадіях вишукувань, проектування і будівництва, порушення режиму експлуатації, зміни гідрогеологічних умов тощо;

г) зношенням, ушкодженням чи руйнуванням конструкцій (тріщини, відшарування захисного шару арматури, корозія, зниження міцності матеріалу фундаментів тощо).

Спосіб ремонту і підсилення фундаментів рекомендується обирати в залежності від їх типу, матеріалів, причин і характеру наявних деформацій і пошкоджень, інженерно-геологічних умов тощо.

При виборі способу підсилення фундаментів враховуються всі фактори, що впливають на їх стан, і приймається такий спосіб, який зможе виключити або звести до мінімуму вплив несприятливих факторів і сприяти надійній і тривалій експлуатації об'єкта, що реконструюється або відновлюється.

При виборі способу підсилення рекомендується не допускати ослаблення основи і конструкцій фундаментів у процесі проведення робіт, але передбачати заходи щодо зменшення додаткових деформацій.

Підсилення виконується одним способом за єдиною технологією під усім деформаційно-осідальним відсіком будинку. В окремих випадках, коли неможливо реалізувати цю вимогу, допускається застосовувати різні, але однотипні способи, наприклад, різні види і способи влаштування паль.

Конструктивна схема підсилення приймається з урахуванням характеристик жорсткості наземної частини об'єкта і стану несучих конструкцій. За необхідності передбачається попередній ремонт чи підсилення наземних конструкцій.

1.3.1 Закріплення ґрунтів основ

Закріплення ґрунтів основ застосовується за відповідного техніко-економічного обґрунтування для підсилення основ фундаментів і для підвищення несучої здатності паль та інших глибоких опор існуючих будинків і споруд.

Застосовуються такі способи закріплення ґрунтів:

- хімічне закріплення ін'єкцією;
- цементацію;
- струминне ін'єктування;
- буро-змішувальний спосіб закріплення;
- термічне закріплення.

Ін'єкційні способи – нагнітання в ґрунт матеріалів, що тверднуть: цементація – цементних розчинів; глинизація – глиняної суспензії; силікатизація – натрієвого рідкого скла як закріплювача (дворозчинна – по черзі рідкого скла і отверджувача; однорозчинна двокомпонентна – суміші рідкого скла і отверджувача; однорозчинна однокомпонентна – рідкого скла, отверджувачем є ґрунт; газова – рідкого скла і вуглекислого газу як отверджувача); електросилікатизація – сполучення електроосмосу і силікатизації; смолизація – смоли, що полімеризується (закріплювача), і отверджувача; бітумізація (гаряча, розплаву бітуму; холодна – бітумної емульсії). Нагнітання проводять через вертикальні або похилі забивні перфоровані ін'єктори (силікатизація, смолизація), горизонтальні манжетно-тампонні ін'єктори, що вдавлюють (силікатизація, смолизація), свердловини (усі способи) [80].

Із зазначених способів для закріплення ґрунтів основ під існуючими спорудами і створення навколо них протифільтраційних завіс найбільш прийнятними є ін'єкційні способи, а також технологічно близькі до них високонапірна ін'єкція, струминна цементація, улаштування буроін'єкційних паль.

Роботи з проектування закріплення ґрунтів ін'єкційними способами виконують у такому порядку: вибирають оптимальний спосіб закріплення ґрунту; розробляють конструктивну схему закріплення; виконують технологічне проектування.

Проводять техніко-економічний аналіз імовірних способів рішення конкретної будівельної задачі (запобігання осідань, усунення фільтрації) і вибирають оптимальний спосіб її рішення (закріплення ґрунту або інший спосіб).

Спосіб закріплення основи під існуючою будівлею вибирають в результаті аналізу [32] в залежності від пред'явлених до закріпленого масиву вимог (підвищення міцності, забезпечення водонепроникності), виду і коефіцієнту фільтрації ґрунту, конструктивних особливостей фундаментів тощо.

Розміри масивів закріплених ґрунтів, їх місце розташування у ґрунтового середовищі і вимоги до міцнісних, деформаційних та інших властивостей закріплених ґрунтів встановлюються розрахунками за двома граничними станами.

Необхідні характеристики закріплених ґрунтів для вказаних розрахунків одержуються у результаті спеціальних вишукувань і досліджень. При цьому за вихідний показник міцності рекомендується приймати результати штампових випробувань або міцність при одноосьовому стиску зразків діаметром 40 - 50 мм, одержаних шляхом випилювання із закріплених масивів.

Результати випробувань зразків згруповуються за інтервалами відстаней від ін'єктора, при цьому інтервал відстані приймається кратним 10 см. Забезпеченість одержаних характеристик міцності повинна бути не нижче ніж 0,85.

Розрахунок фундаментів, що спираються на закріплений ґрунт, виконується за двома групами граничних станів. Розрахунок фундаментів за деформаціями основи рекомендується виконувати на основі лінійних чи нелінійних розрахункових моделей. Лінійні моделі застосовуються при дотриманні критерію:

$$p \leq R_{fix}, \quad (1.2)$$

де p - питомий тиск на ґрунт від навантаження на фундамент, кПа;

R_{fix} - розрахунковий опір закріпленого ґрунту основи під подошвою фундаменту, кПа.

Деформаційні властивості закріпленого ґрунту, як правило, визначаються шляхом штампових випробувань масивів закріпленого ґрунту. При цьому в отримані при випробуваннях дані вводиться коефіцієнт запасу, величина яко-

го залежить від величини статистичної забезпеченості отриманих даних при випробуваннях. Величина коефіцієнта запасу приймається:

а) при забезпеченості, що дорівнює або менше 0,85, $\gamma_d = 3$;

б) при забезпеченості від 0,85 до 0,90 $\gamma_d = 2$;

в) при забезпеченості від 0,90 до 0,95 $\gamma_d = 1,5$.

За неможливості отримання результатів штампових випробувань деформаційні властивості масиву закріпленого ґрунту під фундаментом можуть бути визначені на основі результатів випробування зразків, одержаних із закріпленого масиву. При цьому в розрахунках враховуються:

- масштабний фактор;
- нерівномірність закріплення ґрунту вздовж радіуса ін'єкції;
- положення ін'єктора стосовно подошви фундаменту;
- ступінь перекриття подошви фундаменту закріпленим ґрунтом;
- коефіцієнт запасу, що залежить від ретельності проведення робіт і методів контролю їх якості.

В залежності від конкретної будівельної задачі вибирають тип заглиблених пристроїв (ін'єктори, свердловини), визначають форму, контури і розміри закріплених масивів, установлюють технічні вимоги до закріплених ґрунтів. При проектуванні закріплення з метою запобігання осідань виконують відповідні розрахунки за граничними станами.

Під час проектування конструктивної схеми закріплення ґрунту в залежності від обраного способу закріплення, виду і коефіцієнта фільтрації ґрунту призначають розрахунковий радіус закріплення r і довжину діючої частини ін'єктора або свердловини l (для ґрунтів однорідної будови – 1 м, неоднорідної – 0,5 м).

Проектування закріплених масивів ґрунтується на розрахунковій схемі (рис.1.4), в основу якої покладено об'єм закріпленого масиву від одиничної ін'єкції – заходки (рис.1.4, а) у формі умовного циліндра з радіусом, що дорівнює радіусові закріплення r і висотою l_3 , яка дорівнює величині переміщення ін'єктора уздовж осі від однієї одиничної ін'єкції до іншої:

$$- l_3 = l + 0,5r. \quad (1.3)$$

При суцільному варіанті конструктивної схеми закріплення ін'єктори або ін'єкційні свердловини розміщують рядами в шаховому порядку з відстанню між сусідніми рядами не більше l_i і ін'єкторами (свердловинами) у ряді – не більше l_p :

$$- l_p = 1,5r; l_i = 1,73r. \quad (1.4)$$

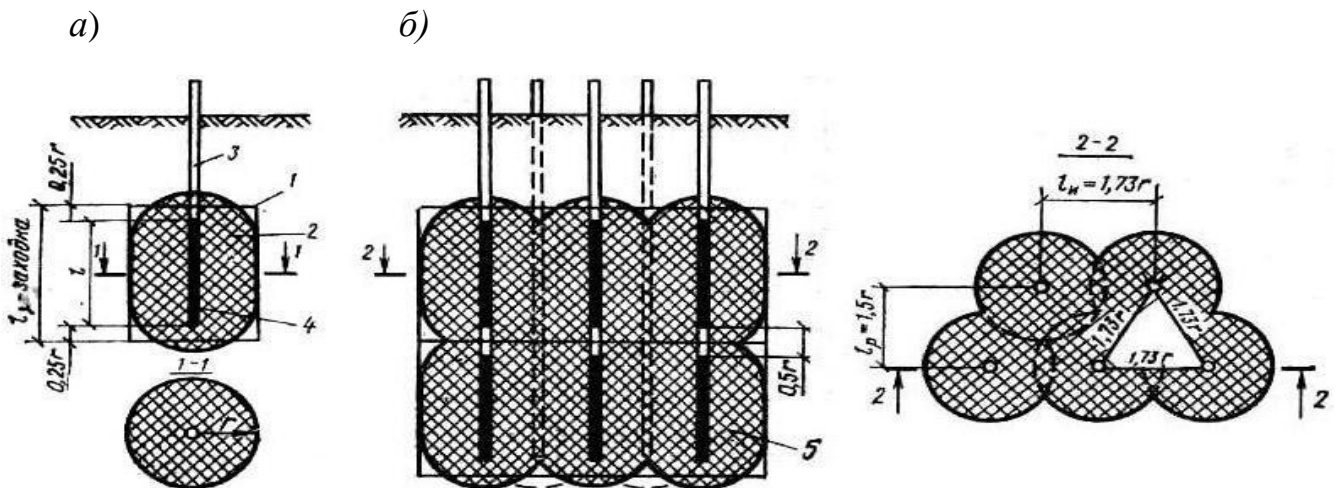


Рис. 1.4 Розрахункова схема ін'єкційного закріплення ґрунту: *а* – для одиної заходки; *б* – для суцільного масив

Хімічне закріплення ін'єктуванням рекомендується застосовувати в ґрунтових масивах, що мають достатню водопроникність, включаючи ґрунти тріщинуваті скельні і напівскельні, великоуламкові, піщані, просадні лесові з коефіцієнтами фільтрації від 0,2 м/доб до 80 м/доб і швидкістю руху фунтових вод менше ніж 5 м/доб.

Для хімічного закріплення ґрунтів ін'єктуванням в ін'єкційні розчини, окрім закріплювачів-затверджувачів, можуть також вводитися регулятори тужавлення, пластифікатори і стабілізатори, дозволені для застосування в цементних бетонах і розчинах.

За техніко-економічного обґрунтування прийнятого методу хімічного закріплення ґрунтів орієнтовна міцність при одноосьовому стиску зразків закріплених масивів ґрунту приймається (0,5 - 3) МПа для методів обсмолення карбамідними смолами і (5 - 10) МПа - для методів закріплення уретановим лігоміром.

Процес хімічного закріплення ґрунтів може інтенсифікуватися шляхом пропускання через малопроникні глинисті ґрунти електричного струму з метою підвищення їх проникності.

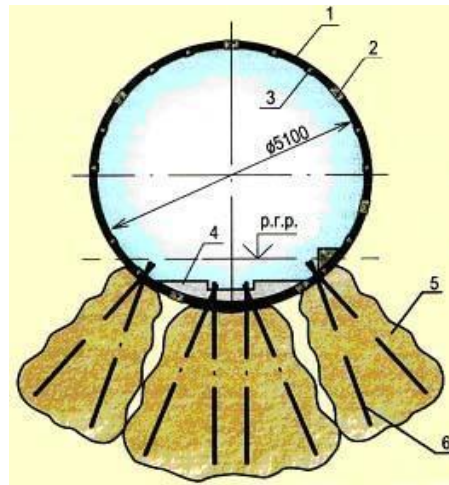


Рис. 1.5 Закріплення ґрунтів ін'єкцією під час будівництва підземних споруд, а саме закріплення слабких ґрунтів основи тунелю Мінського метрополітену [82]: 1 – залізобетонна збірна обробка; 2, 3, 4 – монолітні залізобетонні конструкції, що забезпечують подовжню жорсткість; 5 – закріплений ґрунт; 6 – бурова свердловина

Технологічне проектування закріплення ґрунту містить уточнення способу закріплення, просторове розміщення ін'єкторів або ін'єкційних свердловин, вибір і розміщення необхідного устаткування, призначення рецептур закріплюючих розчинів, визначення потреби в ресурсах (матеріалах, трудовитратах тощо) зі складанням відповідного генплану, технологічних карт і схем. На відповідних планах і розрізах роблять просторове розміщення ін'єкторів або ін'єкційних свердловин у масивах, що закріплюються, при цьому призначають геометричні характеристики закріплених ґрунтових масивів, положення, кут нахилу і глибину занурення ін'єкторів. Зазначені характеристики призначають з урахуванням радіуса закріплення r і довжини заходки l_3 .

Цементацію рекомендується використовувати:

- як допоміжний засіб при хімічному закріпленні ґрунтів для ущільнення контакту фундаменту з основою;

- для закріплення тріщинуватих скельних і напівскельних, у тому числі великоуламкових ґрунтів;

- для закріплення лесових і інших малопроникних ґрунтів у режимі розриву пластів, з армуванням ґрунту просторовими елементами з цементного розчину.

Методи контролю виконаних цементаційних робіт встановлюються проектом у залежності від особливостей цементованих ґрунтів і конструкцій. Як правило, контроль призначається в кількості 5 - 10 % від основних цементаційних свердловин.

У разі силікатизації і смолизації закріплюючі розчини нагнітають у ґрунт через забивні перфоровані ін'єктори, а на глибину більше 15 м – через ін'єктори-тампони, що опускаються у свердловину (у зв'язних лесових ґрунтах), або манжетно-тампонні ін'єктори, що вводяться в обсадну трубу з прорізами і манжетами (у незв'язних ґрунтах). У разі горизонтального розташування застосовують тільки манжетно-тампонні ін'єктори. У разі застосування електросилікатизації між ін'єкторами в шаховому порядку з ними, наприклад, у точках перетину трьох кіл, у ґрунт занурюють голкофільтри.

Найбільш поширені забивні ін'єктори з товстостінної труби $\varnothing 32 \div 24$ мм, на бічній поверхні яких проточені кругові канавки шириною $8 \div 10$ мм, у яких просвердлені отвори $\varnothing 2 \div 3$ мм, отвори закриті гумовими кільцями, покладеними в канавки на глибину $2 \div 3$ мм. Гумові кільця є клапанами, призначеними для запобігання засмічення перфорації ґрунтом.

Ін'єктування проводять під тиском $0,6 \div 1$ МПа за допомогою пневмобаку, насосу або дозувального агрегату окремими заходками довжиною l від устя в глибину або з глибини до устя. В неоднорідних за водопроникністю ґрунтах шар з більшою водопроникністю закріплюють в першу чергу. При дворозчинній силікатизації рідке скло і розчин хлористого кальцію нагнітають з чергуванням ін'єкторів окремими насосами. При газовій силікатизації нагнітають спочатку вуглекислий газ, потім рідке скло, потім знову вуглекислий газ. Після завершення нагнітання ін'єктори і обсадні труби витягають домк-

ратами або іншими пристосуваннями, свердловини тампонують сумішшю ґрунту і цементу складу 8:1.

Струминне ін'єктування застосовується для підсилення основи фундаментів будинків і споруд у м'яких однорідних ґрунтах, у тому числі практично водонепроникних. За допомогою струминної технології улаштовують вертикальні циліндричні ґрунтоцементні палі діаметром до 1000 мм. Параметри струменя, швидкість його обертання і поступального переміщення нагору, вид, марка і кількість цементу, що вводиться в ґрунт, визначаються у проекті на основі дослідних робіт, виконаних на ділянці проектування.

Контроль якості палей, що влаштовуються методом струминного ін'єктування, виконується не раніше семи днів з моменту їх влаштування способом колонкового буріння тіла палей з відбором кернів через 1 м по глибині з наступним випробуванням отриманих з кернів циліндрів на міцність. Кількість контрольних свердловин для відбору кернів призначається не менше ніж 5 % від числа палей. При цьому не менше ніж 50 % контрольних свердловин буриться для уточнення фактичного радіуса палей.

Бурозмішувальний спосіб закріплення застосовується переважно в мулистому та інших слабких глинистих ґрунтах текучої консистенції. За допомогою бурозмішувальної технології в товщі слабого водонасиченого глинистого ґрунту виготовляються циліндричні ґрунтоцементні палі діаметром до 1000 мм. Параметри буріння, вид, марка і кількість цементу, що вводиться в ґрунт, визначаються проектом.

Термічне закріплення ґрунтів (глибинний випал) застосовується для ліквідації просадних і здимальних властивостей ґрунтових основ, зміцнення укосів, влаштування зі зміцнених ґрунтів фундаментів і підпірних стінок. Цей спосіб застосовується переважно в лесових і глинистих ґрунтах із вмістом глинистих часток не менше 7 % при ступені вологості не більше ніж 0,8.

Перевірка міцності закріпленого ґрунту виконується випробуванням зразків, відібраних з випаленого масиву, контрольним бурінням, розкриттям шурфами.

1.4 Аналіз технологій ремонту на основі полімерних матеріалів

Для ремонту і підсилення фундаментів рекомендується застосовувати наступні способи:

- ін'єктування в тіло фундаменту цементного розчину, синтетичних смол тощо;
- влаштування залізобетонних обойм (сорочок) навколо існуючого фундаменту;
- збільшення опорної площі подошви фундаменту;
- введення додаткових опор для розвантаження існуючого фундаменту;
- підсилення фундаментів палями.

Підсилення тіла фундаментів ін'єкцією цементного розчину чи синтетичних смол виконується шляхом пробурювання перфораторами в тілі фундаменту шпурів або отворів, установки ін'єкторів і подачі через них під тиском закріплюючого розчину, що заповнює наявні в тілі фундаменту тріщини, порожнечі, ослаблені ділянки.

Для підвищення водонепроникності і несучої здатності кам'яних і бетонних конструкцій застосовують цементацію – нагнітання в тіло конструкції цементного розчину. Цементацію проводять, якщо розкриття тріщин в муруванні складає не менше 0,2 мм, а його питоме водопоглинання – не менше 0,003 л/(хв·кПа·м). Питоме водопоглинання мурування q , л/(хв·кПа·м) – це об'єм води, що поглинається 1 м довжини шпари за 1 хв при тиску 9,81 кПа. Питоме водопоглинання визначають за результатами гідравлічного випробування шпар (пробного нагнітання води).

Відстань між шпарами повинна складати: при питомому водопоглинанні мурування $0,05 \div 0,1$ л/(хв·кПа·м) – 1,5 ÷ 2,0 м, $0,005 \div 0,05$ л/(хв·кПа·м) – 1,0 ÷ 1,5 м, менше $0,005$ л/(хв·кПа·м) – 0,5 ÷ 1,0 м. Розташування шпар залежить від мети цементації: для ущільнення всього масиву конструкції шпари розташовують по квадратній або шаховій сітці (рис. 1.6, а), для ліквідації точкових осередків фільтрації (рис. 1.6, б) або через тріщини – навколо них.

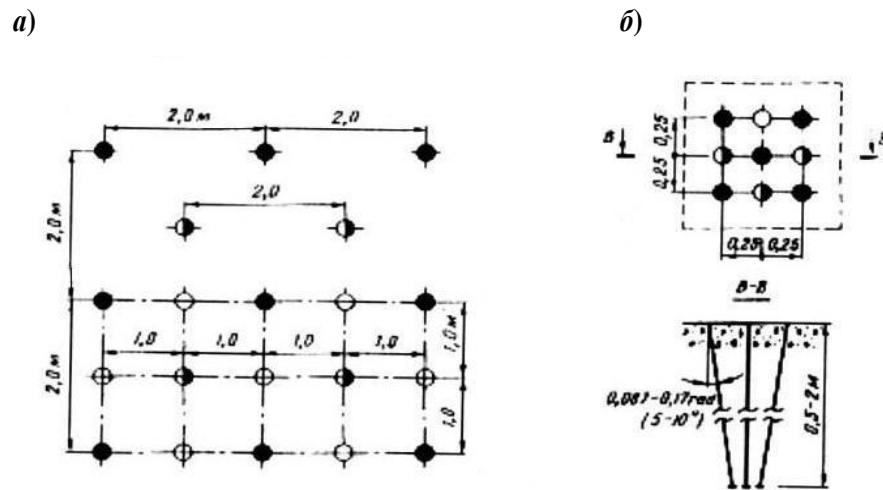


Рис. 1.6 Схеми розташування шпар при цементациї мурування: а – для суцільної цементациї; б – для ліквідації точкового осередку фільтрації

Для цементациї тріщин переважним є їхнє двобічне підсікання. Шпари кожної наступної черги бурять після нагнітання в шпари попередньої черги. Якщо тріщина розділяє конструкцію на окремо працюючі частини, передбачають улаштування залізобетонної сорочки з цементациєю за нею.

Для цементациї застосовують таке ж саме обладнання, як і для нагнітання за обробку підземних споруд. Шпари довжиною понад 1 м бурять за допомогою свердлильних станків. Цементацию проводять одночасно в одну або декілька шпар через розтискні ін'єктори.

Для цементациї застосовують портландцемент і його різновиди, сульфатостійкі цементи. В/Ц розчину – від 10 до 0,4. Рекомендується застосування добавок: пластифікуючих, у т.ч. суперпластифікаторів; прискорювачів тужавіння і твердіння – хлориду кальцію CaCl_2 , сульфату натрію Na_2SO_4 ; противорозних – хлориду кальцію, хлориду натрію NaCl . Рекомендується також застосування як добавок–прискорювачів натрієвого рідкого скла, алюмінату натрію $\text{Na}_2\text{O}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$.

Нагнітання починають розчином рідкої консистенції (В/Ц = 10 або менше при застосуванні пластифікуючих добавок) і переходять до більш густих розчинів. Зміну консистенції розчину роблять в залежності від часу поглинання розчину шпарою і тиску. Якщо протягом 15 хв нагнітання при початковій

консистенції розчину тиск не піднімається, переходять до розчинів більш густої консистенції. Якщо при нагнітанні розчину початкової консистенції тиск піднімається, консистенцію не змінюють.

Нагнітання продовжують доти, поки тиск не досягне максимального і ведуть до відмови, за яку приймають нульову витрату цементного розчину. Шпару витримують під максимальним тиском протягом 3÷5 хв. При значній витраті розчину при невеликому тиску нагнітання роблять перерву в роботі на 24 години і цементацію повторюють. Нагнітання роблять послідовно рівнобіжними рядами знизу уверх, починаючи з нижніх шпар. Під час нагнітання пробки з розташованих вище рядів шпар видаляють, щоб з них могли витіскуватись вода і повітря. При витіканні розчину з цих шпар їх закривають пробками.

Застосування цементного розчину з початковим В/Ц = 10 не завжди забезпечує водонепроникність зацементованої конструкції. Тому для цементації конструкцій доцільно застосовувати запропоновану в [83, 84] СПЦВС або пінополіуретанову композицію Моноліт-3 [85].

В Україні відома полімерна композиція Моноліт-3 на основі уретанового олігомеру (виробник – ТОВ «Моноліт-полімер», м. Київ) [85]. Композиція трикомпонентна, складається із смоли МА-3, ініціатора твердіння МБ-3, добавки – системи прискорення полімеризації СУП. Додавання композиції в цементні розчини і бетони в кількості 5÷15 % від маси цементу дозволяє одержувати водонепроникні полімерцементні бетони і розчини.

Композиція Моноліт-3 розроблена Інститутом хімії високомолекулярних сполук Академії наук України (м. Київ) в 1985 р. для герметизації обробки тунелів БАМу, де в комплексі з цементними розчинами забезпечила проходку п'яти активних тектонічних розламів з потужними водопритоками. З 1990-х р.р. композиція успішно застосовувалася для гідроізоляції підвалів цивільних будинків м. Києва, з 1996 р. – тунельних споруд Київського, а з 1998 – Харківського метрополітенів. У 2000 р. за допомогою композиції була забезпечена повна герметизація швів бетонування, що протікали, (холодних

швів) залізобетонної стіни між прийомним резервуаром і машинним залом насосної станції №2 (Ново-Баварської) Харківської міської каналізації.

Ліквідацію фільтруючих тріщин і зосереджених теч за неможливості усунення звичайним нагнітанням роблять у такий спосіб: у місцях теч просвердлюють шпари діаметром 28÷30 мм глибиною 10÷20 см, у які встановлюють водовідвідні трубки діаметром 20÷25 мм (гирло обмазують цементно-піщаним розчином 1:1 з добавкою алюмінату натрію). На трубки одягають шланги. Фільтруючі тріщини і каверни оброблюють у канавки глибиною і шириною 3÷5 см з розширенням усередину. Канавки забивають невеликими порціями швидкотужавіючого цементу або цементно-піщаного розчину 1:1 з добавкою алюмінату натрію. Після биття канавок проводять нагнітання цементного розчину з добавкою алюмінату натрію через шпари, що підсікають тріщини або осередок фільтрації. Через 2 доби шланги знімають, водовідвідні трубки закривають пробками і роблять огляд ділянки. Після припинення фільтрації трубки за допомогою шприца заповнюють цементним тестом пластичної консистенції з добавкою алюмінату натрію. Через 1 добу виступаючі частини трубок зрізують.

При підсиленні фундаментів залізобетонними обоймами для зв'язку з існуючим фундаментом обойми анкеруються стрижнями.

Для забезпечення зчеплення нового бетону зі старим виконується очищення поверхні старого бетону шляхом напірного промивання водою, хімічними речовинами (наприклад, розчином соляної кислоти), за допомогою піскоструминного очищення сухим чи мокрим способами, з наступним насіканням перфораторами або відбійними молотками тощо.

Для включення в роботу ґрунтової основи під новою частиною фундаменту (обоймою) ґрунт під цією частиною ущільнюється шляхом утрамбовування щебеню.

1.4.1 Ін'єктування тріщин в конструкціях

Для відновлення суцільності бетонних, залізобетонних, кам'яних конструкцій з тріщинами застосовують ін'єктування в ці тріщини полімерних і полімерцементних складів [77, 86]. Склади для ін'єктування і герметизації устя тріщин перед ін'єктуванням, а також технологічні параметри ін'єктування обирають в залежності від ширини розкриття тріщин, температури навколишнього середовища і т.п. У разі розкриття тріщин до 5 мм проводять ін'єктування в тріщини полімерних складів, 5 мм і більше – полімерних або полімерцементних складів. Полімерцементніклади застосовують за температури навколишнього середовища не нижче +10°C.

Приготування складів здійснюють в низькій посудині, перемішування – електродрилем. За один раз готують полімерніклади у кількості не більше 1÷3 кг за температури навколишнього середовища 20÷25°C і не більше 4÷5 кг за температури нижче 20°C.

Перед ін'єктуванням складів тріщини і ділянки бетону шириною 50÷100 мм, що примикають до тріщин, ретельно очищують від штукатурки, фарби, бруду, жирових і бітумних плям, уламків бетону і слабких ділянок цементної плівки, що бурять. Для знежирення застосовують ацетон, але не бензин чи керосин, які знижують адгезію епоксидних складів до бетону. Тріщини з розкриттям понад 2 мм, а також у разі розтрощених кромок або слабого бетону обробляють у вигляді V-подібного жолоба.

Ін'єктування проводять через шайби, кутники, штуцери. Перевагою шайб і кутників є виключення необхідності свердління в бетоні отворів. Шайби або кутники наклеюють на тріщину (свердлять отвори для штуцерів) з шагом, який визначають за табл. 1.4. Шайби, кутники знежирюють ацетоном і наклеюють епоксидним клеєм таким чином, щоб отвір в них співпадав з тріщиною.

За неможливості наклеювання шайб або кутників (нерівна поверхня, лама-ні кромки тріщини), свердлять отвори Ø12 мм глибиною 60 мм за допомогою

електродриля і свердла з побідитовим наконечником. Штуцери знежирюють ацетоном і обмазують полімерним або полімерцементним складом з наповнювачем на довжину 40 мм але так, щоб склад не досягав кінця штуцера на 10 мм. Штуцер уводять в отвір з легким прокручуванням так, щоб він не досяг дна отвору на 10 мм.

Якщо тріщини наскрізні, на протилежному боці конструкції встановлюють контрольні шайби (кутники, штуцери). На характерних ділянках конструкцій складної конфігурації (на перегибах тощо) для наступного контролю заповнення на тріщину наклеюють скляні візири.

Після затвердіння складу перевіряють з'єднання з тріщиною шайб і кутників – візуально, штуцерів – за допомогою стиснутого повітря. У разі порушення такого з'єднання отвір розсвердлюють свердлом $\varnothing 5 \div 6$ мм крізь шайбу (кутник, штуцер).

Тріщини розкриттям до 2 мм за два рази з інтервалом 30 хв жорсткою щіткою покривають складом з наповнювачем, кількість якого визначають за табл. 1.4 і уточнюють таким чином, щоб при першому нанесенні тріщина всмоктувала склад, а при другому поверх неї утворювалась суцільна плівка. Склад наносять і навколо шайб (кутників, штуцерів).

Тріщини, розшиті у вигляді V-подібного жолоба, очищують від пилу і за допомогою шпателя забивають складом з наповнювачем або полімерцементним складом. Полімерні склади за $18 \div 20^\circ\text{C}$ набувають достатньої міцності за декілька годин. Після затвердіння складів знов перевіряють сполучність шайб, кутників, штуцерів з тріщиною за допомогою стиснутого повітря і запаленої свічки.

Ін'єктування тріщин бажано проводити вночі або зранку, коли їх розкриття максимальне. Конструкції, які працюють на вигин, варто навантажити. Доцільним є застосування удосконалених пневмонагнітачів, що містять водяну баню для охолодження полімерного складу (для запобігання передчасного твердіння від саморозігріву), динамометр для контролю витрати складу, манометр для контролю тиску, запобіжний клапан тощо.

Ін'єктування вертикальних і похилих тріщин починають з нижньої шайби (кутника, штуцера, горизонтальних тріщин – аналогічно, починаючи з однієї з крайніх шайб (кутників, штуцерів). Ін'єктування тріщин через шайби і кутники проводять за допомогою інвентарного переставного штуцера.

Для забезпечення максимального проникнення полімерних складів у тріщини і запобігання утворення повітряних пробок тиск у початковий період ін'єктування для тріщин шириною до 2 мм у конструкціях з важкого бетону не повинно перевищувати $0,2 \div 0,3$ атм, понад 2 мм – $0,3 \div 0,5$ атм. Ін'єктування полімерцементних складів починають за тиску $0,2 \div 0,3$ атм, поступово підвищуючи його до $1 \div 3$ атм. Тиск ін'єктування контролюють за допомогою манометра, встановленого на редукторі балона або компресорі.

Поступово тиск підвищують і стежать за появою складу в розташованій вище шайбі (кутнику, штуцері). Досягнення складом рівня розташованої вище шайби визначають візуально, штуцера – за допомогою дротини, яку періодично уводять в нього. З появою складу у розташованій вище шайбі (кутнику, штуцері) її заглушають і продовжують ін'єктування протягом ще $2 \div 3$ хв, після чого шайбу (кутник) закривають дерев'яною або поліетиленовою пробкою (на штуцер нагвинчують заглушку).

Ін'єктування продовжують у наступну по висоті шайбу (кутник, штуцер) у тому ж порядку і так далі до заповнення всієї тріщини. Контроль заповнення тріщини проводять шляхом обліку кількості ін'єктованого складу.

Перерви при ін'єктуванні можна влаштовувати після досягнення складом рівня на $5 \div 10$ см нижче чергової шайби (кутника, штуцера).

Через 1 добу (у разі ін'єктування полімерцементних складів – через кілька годин) шайби (кутники) збивають молотком, очищують і використовують повторно. Виступаючі частини штуцерів із заглушками зрізують.

Після кожного замісу і закінчення робіт пневмонагнітач і шланги промивають ацетоном. Посуд для приготування складів ретельно очищують від залишків.

Вміст ацетону і портландцементу підбирається в залежності від ширини розкриття тріщин, ін'єктування здійснюється ручним гвинтовим шприцем. Придатною для ін'єктування в тріщини є полімерна композиція Моноліт-3. Роботи з ін'єктування тріщин в залізобетонних конструкціях в Харкові проводять Харківський метрополітен, НВП Укрспецбуд.

Ін'єктування тріщин в конструкції широко застосовується в Росії, європейських країнах [78]. Випускається широкий діапазон складів – епоксидних, поліуретанових, призначених для ін'єкції в сухі, вологі, мокрі і навіть такі, що піддаються гідростатичному тиску тріщини та які забезпечують як пластичне, так і жорстке, в т.ч. міцне з'єднання країв тріщини. Для ін'єкцій застосовують пластмасові пакери з ніпелями, які виключають зворотній вихід складів і, відповідно, необхідність закриття пакерів пробками, заглушками. Ін'єктування здійснюють за допомогою пневмонагнітачів, ручних поршневих насосів. Компактність технології дозволяє на труднодоступних конструкціях проводити роботи без риштувань, користуючись альпіністським спорядженням.

Якщо в існуючому будинку є тріщини і ознаки нерівномірних деформацій, навантаження на основу під існуючими фундаментами не рекомендується приймати більше ніж K_0 .

При виконанні перевірних розрахунків тисків на ґрунт під подошвою підсиленого позацентрово навантаженого стовпчастого фундаменту будівель з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 т і вище, труб, доменних печей та інших споруд баштового типу, а також фундаментів відкритих кранових естакад із кранами вантажопідйомністю 15 т і вище при розрахунковому опорі ґрунту основи не вище ніж 0,15 МПа епюра тисків на ґрунт під подошвою фундаменту повинна мати трапецієподібну форму з відношенням крайових тисків $p_{min}/p_{max} > 0,25$.

1.4.2 Улаштування горизонтальної гідроізоляції ін'єкційними способами

Традиційним способом відновлення горизонтальної протикапілярної гідроізоляції стін будівель і споруд є пробивання в стіні наскрізного пазу і уведення в нього рулонного гідроізоляційного матеріалу та цементного розчину. Таку гідроізоляцію влаштовують перервними ділянками довжиною $1 \div 1,5$ м. Вона є надійною, проте її влаштування дуже трудомістке і тривале.

Останніми десятиріччями все ширше застосовують ін'єкційні способи влаштування горизонтальної гідроізоляції [78]. В стіні пробивають шпари діаметром $18 \div 22$ мм з кроком 100 мм. В шпари встановлюють ін'єктори і нагнітають в них полімерні склади, силікатні розчини, цементні суспензії. Нагнітання проводять за допомогою ручних поршневих насосів або пневмонагнітачів, колекторів одразу в багато отворів під тиском від 2 до 60 атм.

Як варіант роблять просочення конструкції полімерними складами без високого тиску за рахунок мінімального гідростатичного тиску і капілярних сил. Ін'єктовані склади забивають пори в бетоні, розчині, муруванні, надають їм гідрофобні властивості, тобто утворюють непроникний для капілярного підняття шар в самій конструкції.

При недостатній несучій здатності ґрунтів основи застосовується спосіб збільшення опорної площі фундаментів. У цьому випадку влаштовуються односторонні (при позацентровому навантаженні) і двосторонні (при центральному навантаженні) розширення.

При тісному розташуванні в плані існуючих фундаментів доцільно поєднувати їх у єдину конструктивну систему (плиту або коробчасту конструкцію) для перерозподілу навантажень і вирівнювання осідань, а також для можливості влаштування суцільної гідроізоляції з метою запобігання подальшому проникненню в ґрунт технологічних вод.

Підсилення фундаментів палями полягає в передачі на них всього або частини навантаження, що припадає на фундамент, залежно від стану основ і

фундаментів, характеру і величини нерівномірних осідань фундаментів і деформації надземних конструкцій.

Для підсилення фундаментів застосовуються наступні типи паль: такі, що вдавлюються (суцільні чи багатосекційні), бурові, набивні і пневмонабивні, буроін'єкційні.

Суцільні палі, ще вдавлюються, застосовуються за наявності вільного доступу до фундаментів, які підсилюються, що забезпечує занурення паль необхідної довжини.

Багатосекційна паля являє собою складену палю із секцій довжиною 0,5 - 1,5 м. По мірі вдавлювання секції стикуються до проектної довжини.

Реактивні зусилля від домкратів при вдавлюванні багатосекційних паль у залежності від умов виробництва можуть сприйматися власною масою будинків (споруд), що підсилюються, масою залізобетонних плит (ростверків), тимчасовими навантаженнями, анкерними пристроями (наприклад, гвинтовими).

При використанні маси будинків (споруд), що підсилюються, упором для домкрата при вдавлюванні паль може слугувати підшва існуючого фундаменту, верх ніші в стіні чи упорні елементи, що влаштовуються додатково, у вигляді забитих у конструкції фундаментів або стін поздовжніх чи поперечних балок.

Стикування секцій паль суцільного перерізу виконується зварюванням чи болтами. Стики секційних паль розраховуються на навантаження, що виникають при зануренні паль та при експлуатації будинків (споруд).

Стикування секцій залізобетонних паль із центральним наскрізним каналом здійснюється за допомогою внутрішніх чи зовнішніх тонких сталевих бандажів, що відіграють роль напрямних при зануренні, і заповненням каналу дрібнозернистим бетоном, який утворює монолітне осереддя, що забезпечує несучу здатність і жорсткість палі.

За відповідного техніко-економічного обґрунтування як секції паль, що вдавлюються, використовуються труби чи зварні коробки, які стикуються по

мірі занурення зварюванням чи болтами. Порожнини таких палей підлягають обов'язковому заповненню дрібнозернистим бетоном.

За відсутності в ґрунтах агресивного середовища стосовно бетону і залізобетону для підсилення фундаментів можуть використовуватися буронабивні і буроін'єкційні палі.

Бурові палі діаметром менше ніж 400 мм допускається застосовувати в ґрунтових умовах, що забезпечують стійкість стінок свердловин при бетонуванні стовбура палі.

При діаметрі свердловини 200 - 400 мм бетонування стовбура виконується вільним скиданням бетонної суміші консистенції литва (Пб 4). Армування стовбура в цьому випадку виконується після бетонування свердловини шляхом устанавлення у свіжоукладений бетон окремих стрижнів або занурення каркаса.

Якщо арматурний каркас встановлюється у свердловину до бетонування, а також якщо діаметр свердловини менше ніж 200 мм, то заповнення останньої бетонною сумішшю чи розчином здійснюється через бетонолитну трубу, опущену у вибір свердловини.

ВИСНОВКИ ПО РОЗДІЛУ 1

1.1 В основі довговічності будівельних конструкцій, які складаються з різних елементів та матеріалів лежить необхідність використання матеріалів з близькими строками експлуатації. Так і для безбаластного мостового полотна важливо щоб і плити і прокладний шар мали ідентичні строки експлуатації. При цьому слід враховувати, що на довговічність самої плити також значний вплив будуть мати деформативні характеристики прокладного шару.

1.2 Враховуючі попередні дослідження безбаластного мостового полотна були виявлені наступні вимоги до прокладного шару:

- швидке набрання необхідної міцності 20 МПа на 1 добу, 40 МПа на 28 добу;
- адгезія прокладного шару до плити ;
- морозостійкість не менше F 200;
- розтічність під власною вагою за віскозиметром Суттарда 25 см.

1.3 Для прокладного шару можливо використовувати як органічні матеріали так і неорганічні. Використання прокладного шару на основі органічних матеріалів проходять випробування на залізниці, однак вартість такого прокладного шару велика та незручність його приготування і заливання у польових умовах досить стримує його застосування. У якості прокладного шару на основі неорганічних матеріалів слід використовувати цемент, як в'язуче, дрібний наповнювач – для отримання необхідних реологічних характеристик, та комплекс добавок, які виконують функції пластифікації, прискорювача твердіння, пластичності суміші.

1.4 Аналіз попередніх досліджень показав, що найбільший ефект дає використання наступних добавок. Суперпластифікатор С-3 додається для збільшення міцності у необхідний період. Полікарбоксилати (ПК) – добавка-пластифікатор, яка поліпшує рухомість та легкоукладальність суміші. Хлорид кальцію ХК - це добавка прискорювач твердіння та яка підвищує ступінь гідратації силікатів кальцію, тобто підвищують міцність матеріалу. Також можуть бути використані інші добавки прискорювачи: нафталін формальдегід

(НФ), сульфат натрію (СН), нітрат натрію (НН), хлорид натрію (ХН), нітрат кальцію (НК). Багатокомпонентна комплексна хімічна добавка БКХД також є добавкою прискорювачем. Полівінілацетатна емульсія ПВАЕ надає пластичність, підвищує адгезію сумішей до основ. Крохмаль модифікований КМ – стабілізуюча добавка.

1.5 Виконано аналіз матеріалів, придатних для основ залізобетонних транспортних споруд – безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит, залізобетонних водопропускних труб. Показано, що для прокладного шару безбаластного мостового полотна доцільним є застосування полімерцементних композитів, а для основ залізобетонних водопропускних труб – створення полімерґрунтових композитів.

РОЗДІЛ 2

МАТЕРІАЛИ ТА МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Матеріали

Досліджували полімермінеральні композити на придатність для прокладного шару безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит:

- полімерцементну суміш Emaco Fast Fluid;
- полімерцементну суміш SikaGrout-316;
- епоксидну композицію Sikadur-42 HE;
- силікатно-уретанову композицію ГеоФлекс+.

Для власних рецептур полімермінерального композиту для прокладного шару безбаластного мостового полотна застосовували матеріали:

- портландцемент ПЦ I-500;
- полівінілацетатну емульсію ПВАЕ;
- добавку суперпластифікатор порошкоподібну С-3 (СП-1);
- добавку прискорювач твердіння хлорид кальцію ХК;
- добавку стабілізуючу крохмаль модифікований КМ;
- пісок кварцовий з модулем крупності 1,1 і 2,6;
- карбонатний наповнювач вапнякове борошно;
- воду водопровідну.

Для створення і дослідження ґрунтополімерних композитів для основ штучних споруд застосовували матеріали поліуретанові SPT[®] - поліуретанові, швидко реагуючі, розширені матеріали однокомпонентні та багатокомпонентні, які відповідають вимогам ТУ У 20.1-40781863-001:2016. Виробник продукції ТОВ «СПТ Україна», 01601, м. Київ, вул. Госпітальна, буд. 14, Код ЄДРПОУ 40781863. Уведено вперше 08 грудня 2012 року.

Сфера застосування матеріалів поліуретанових SPT[®]: стабілізація та закріплення ґрунтів основ; ущільнення, посилення слабких ґрунтів; підйом та стабілізація будівель, споруд та їх частин; сполучення пошкоджених тріщинуватих масивів гірських порід; заповнення пустот та порожнеч; гідроізоляція бу-

дівель, споруд та їх частин; заповнення швів, стиків, з'єднань; ущільнення, заміщення, консервування, посилення, підвищення несучої здатності пошкоджених конструкцій з дерева та інших матеріалів; замонолічування з'єднань конструкції; термічна та звукова ізоляція будівель, споруд та їх частин; захисне покриття будівель, споруд та їх частин; покриття будівель та споруд з метою посилення конструкції.

2.2 Методи досліджень

2.2.1 Методи дослідження фізико-механічних і деформативних властивостей полімермінеральних композитів для матеріалів прокладного шару безбаластного мостового полотна

Легкоукладальність сумішей полімермінеральних композитів визначали розтіканням у см за віскозиметром Суттарда [87], а також розтіканням в моделі зазору товщиною 25 мм між плитою БМП і подовжньою балкою мосту (рис.2.1, а, б).



Рис. 2.1 Дослідження розтікання суміші полімерцементного композиту в моделі зазору між плитою БМП і балкою мосту: *а* - модель зазору до встановлення плити; *б* - заливання суміші у зазор через отвір у плиті

Фізико-механічні характеристики полімермінеральних композитів (густину, міцність на стиск та згин) визначали випробуванням зразків-призм $16 \times 4 \times 4$ після 1, 7 і 28 діб твердіння.



Рис. 2.2 Виготовлення прокладного шару моделі вузла сполучення верхньої полиці подовжньої балки, прокладного шару товщиною 2,5 см і плити БМП

Для визначення деформативних та фізичних характеристик (густини, міцність на стиск та згин) полімермінеральних композитів для прокладного шару розроблено модель вузла сполучення верхньої полиці подовжньої балки, прокладного шару товщиною 2,5 см і плити БМП. Для цього на сталевий лист наклеювали пінополіетиленові джгути перерізом 25×25 мм таким чином, щоб утворилась опалубка з внутрішнім розміром 10,5×10,5×2,5 см. В опалубку зали-

вали суміш досліджуваного матеріалу (рис. 2.2), на яку після часткової втрати сумішню рухливості встановлювали зразок-куб із бетону з розміром ребра 10 см. Через 24 години твердіння суміші на зразок-куб встановлювали металеву рамку (рис. 2.3), встановлювали утворену модель на плиту гідравлічного преса, на рамку закріплювали 4 індикатори годинникового типу таким чином, щоб їх вимірювальний наконечник торкався нижньої плити преса (рис. 2.3) і випробували модель. Запропонована модель через незначну товщину прокладного шару не забезпечила достатню точність вимірювань, тому була удосконалена. Із досліджуваного матеріалу виготовляли 2 зразки-куби з розміром ребра 10 см (рис. 2.4) і випробували таким же чином (рис. 2.5). Для кожного матеріалу випробування проводили через 1 і 7 діб твердіння. Розтікання сумішей і деформативні характеристики полімермінеральних композитів досліджували за оригінальною методикою на моделях вузла сполучення плити БМП, прокладного шару і подовжньої балки мосту (рис.2.1).

При випробуванні навантаження підвищували, фіксуючи деформацію на кожному індикаторі. Результати заносили у таблицю, за даними якої будували графіки залежностей абсолютної і відносної деформації від стискуючої напруги і визначали пружно-пластичний модуль деформації.





Рис. 2.3 Збирання моделі вузла сполучення верхньої полиці подовжньої балки, прокладного шару товщиною 2,5 см і плити БМП та дослідження деформативності прокладного шару за допомогою гідравлічного преса та індикаторів годинникового типу



Рис. 2.4 Зразки-куби з розміром ребра 10 см для дослідження деформативності прокладного шару за удосконаленою методикою



Рис. 2.5 Дослідження деформативності прокладного шару за удосконаленою методикою за допомогою гідравлічного преса та індикаторів годинникового типу

2.2.2 Методи дослідження фізико-механічних і деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту основи штучної споруди

Для визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів та ґрунтополімерних композитів було відібрано зразки глинистих ґрунтів природного залягання та зразки закріпленого ґрунту. Класифікація ґрунтів проводилась відповідно до [88]. Об'єм зразків та умови їх зберігання підбирались відповідно до [89]. Фізичні характеристики ґрунтів (щільність, вологість, межа текучості, межа розкочування, щільність часток ґрунту) визначалися відповідно до [90, 91]. Визначення опору зрізанню проводилось відповідно до [92]. Обробка результатів і розрахунок середньостатистичних значень проводився по [93].

Випробування ґрунту методом компресійного стиску (рис. 2.6) проводили для визначення таких характеристик деформованості: коефіцієнта стисливості m_0 , модуля деформації E_k [94]. Ці характеристики визначають за результатами випробувань зразків ґрунту в компресійних приладах (одометрах) або компресійно-фільтраційних приладах (для визначення характеристик суфозійного стиску), які виключають можливість бічного розширення зразка ґрунту при його навантажуванні вертикальним навантаженням. Діапазон тисків, при яких проводять випробування, визначається у програмі випробувань або приймається-

ся в межах полуторного значення проектного тиску на ґрунт. Для випробувань використовують зразки ґрунту непорушеного складу з природною вологістю чи водонасичені або зразки порушеного складу з заданими значеннями густини і вологості. Зразок, як правило, повинен мати форму циліндра діаметром не менше 71 мм і відношенням висоти до діаметра 1:3,5. Навантажування зразка, що випробовують, проводять рівномірно, без ударів ступенями навантаження. Перший ступінь тиску p_1 при випробуванні пісків, у тому числі заторфованих приймають в залежності від коефіцієнта пористості e , а наступні ступені тиску p_1 приймають рівними 0,0125; 0,025; 0,05; 0,1 МПа і далі з інтервалом 0,1 МПа до заданого значення навантаження. На кожному ступені навантажування зразка ґрунту знімають відліки за приладами для вимірювання вертикальних деформацій в наступній послідовності: перший відлік - зразу після прикладення навантаження, потім до умовної стабілізації деформації зразка. Після закінчення випробування зразка ґрунту необхідно видалити воду зверху зразка та з піддона, опустити аретир, зняти навантаження, зважити робоче кільце з ґрунтом, визначити вологість і масу сухого ґрунту.

До складу установки для випробування ґрунту в умовах компресійного стиску повинні входити: компресійний прилад (одометр), який складається з робочого кільця, циліндричної обойми, перфорованого вкладиша під робоче кільце та піддону з ємкістю для води; механізм для вертикального навантажування зразка ґрунту; пристрої для вимірювання вертикальних деформацій зразка ґрунту. Конструкція компресійного приладу повинна забезпечувати: подавання води до зразка знизу та відведення її; початкове навантаження на зразок, яке створює штамп і закріплені на ньому вимірювальні прилади, не більше 0,0025 МПа. Зразок ґрунту в робочому кільці зважують, покривають з торців вологими фільтрами і поміщають у компресійний прилад (рис. 2.6). Після поміщення зразка проводять такі операції: встановлюють зразок на перфорований штамп; регулюють механізм навантажування зразка; встановлюють прилади для вимірювання вертикальних деформацій зразка; записують початкові показання приладів.

Зразки ґрунту і ґрунтополімерної композиції піддавали випробуванням методом одноплщинного зрізу (рис. 2.7) [95]. Випробування проводять в одноплщинних зрізних приладах з фіксованою площиною зрізу шляхом зсування однієї частини зразка відносно другої його частини дотичним навантаженням при одночасному навантажуванні зразка навантаженням, нормальним до площини зрізу.



Рис. 2.6 Компресійні випробування зразків

а)



б)



в)



г)



Рис. 2.7 Випробування зразків методом одноплщинного зрізу (а, б) та зразки після випробування (в, г)

Опір ґрунту зрізу визначено як гранична середня дотична напруга, при якій зразок ґрунту зрізається по фіксованій площині при заданій нормальній напрузі. Для визначення C і ϕ проведено не менше трьох випробувань при різних значеннях нормальної напруги.

Робоче кільце із зразком ґрунту, що був попередньо зважений, поміщався у зрізну коробку і закріплювався в ній. Далі встановлювався суцільний штамп, проводилося регулювання механізму навантажування, встановлювався зазор 0,5 - 1 мм між рухомою та нерухомою частинами зрізної коробки, встановлювався прилад для вимірювання деформації зрізу і записувалися початкові показання.

На зразок ґрунту передавався зразу в один ступінь нормальний тиск p , при якому виконувався зріз зразка. Зразу після передачі нормального навантаження приводився в дію механізм для створення дотичного навантаження та проводився зріз зразка ґрунту не більше ніж за 2 хв з моменту прикладання нормального навантаження.

Передавання дотичного навантаження проводилося ступенями та їх значення не перевищували 10% значення нормального тиску, при якому робився зріз, і прикладання ступенів йшло через кожні 10-15с.

Випробування вважалося закінченим, якщо при прикладанні чергового ступеня дотичного навантаження відбувався миттєвий зріз (зрив) однієї частини зразка по відношенню до іншої або загальна деформація зрізу перевищувала 5 мм. Після закінчення випробування фіксувалося максимальне дотичне навантаження в процесі випробування. Під час випробування зразків природного ґрунту спостерігалось віджимання води (рис. 2.7, в, г).

2.2.3 Розробка оригінальної методики статичних і динамічних випробувань властивостей ґрунтополімерного композиту основи штучної споруди

Для досліджень були виготовлені і випробувані циліндричні моделі глинистого ґрунту основи 5 моделей висотою 42,5 см діаметром 57 см в лабораторії «Підрейкових основ та залізобетону» УкрДУЗТ. В трьох з них виконано підси-

лення ґрунтів через 1 ін'єктор, який знаходився на глибині 30 см. Кількість матеріалу SPT[®] складало 3 кг. Загальний об'єм ґрунту складає 108 л. Співвідношення між матеріалом укріплення і об'ємом ґрунту складає 0,028 кг/л. Дві моделі з незакріпленим ґрунтом, який був ущільнений аналогічним образом з трьома підсиленими матеріалом SPT[®] моделями.



Рис. 2.8 Модель із закріпленим ґрунтом

Також 5 моделей висотою 60 см, діаметром 40 см. В трьох з них виконано підсилення ґрунтів через 2 ін'єктори. Один з них знаходився на глибині 25 см інший – 40 см. В обидва ін'єктора було закачано по 0,8 кг матеріалу SPT[®]. Загальний об'єм ґрунту складає 75 л. Співвідношення між матеріалом укріплення і об'ємом ґрунту складає 0,02 кг/л. Дві моделі з ґрунтом в природному стані. На момент доставки моделей вологість ґрунтів складала: незакріплений ґрунт – 14%; закріплений – 11%. Тобто при закріпленні частина води була відтиснута з ущільненням ґрунту.



Рис. 2.9 Модель із закріпленням ґрунтом для динамічних випробувань

Статичні випробування

Для дослідження фізико-механічних і деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту основи штучної споруди розроблено оригінальну методику і порталне пристосування для статичних випробувань моделей із нього (рис. 2.10).

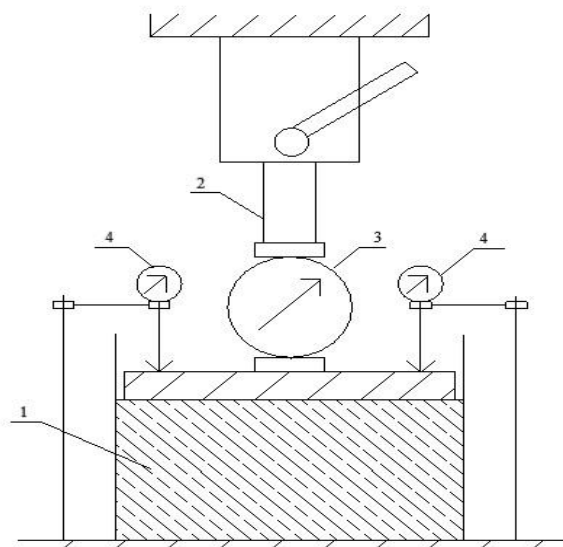


Рис. 2.10 Схема випробування моделі ґрунтополімерної композиції статичним навантаженням: 1 – ємкість з ґрунтополімерною композицією (або ґрунтом); 2 – гідравлічний домкрат; 3 – динамометр; 4 – індикатори лінійних переміщень годинникового типу

Для цього проведення дослідження в приміщенні з порталом було зібрано колонку, яка передавала статичне навантаження через металевий штамп товщиною 5 см і розміром 20x20 см. Зусилля прикладали за допомогою гідравлічного домкрата вантажопідйомністю 4 т. Фіксували величину зусилля за допомогою пружного динамометра. (рис. 2.11).



Рис. 2.11 Статичні випробування моделі з ґрунтом



Деформацію фіксували за допомогою індикаторів часового типу ІЧ-10 з ціною поділки 0,01 мм. Індикатори були встановлені з усіх 4 боків (рис. 2.12). Навантаження прикладали поступово, витримуючи на кожній стадії до 5 хвилин.

Опрацювання методики випробування здійснювали на моделі 3.1 закріпленого ґрунту.



Рис. 2.12 Фіксація деформацій ґрунту в моделі за допомогою індикаторів ІЧ-10

Ємкість з моделлю ґрунту об'ємом 100 л діаметром 600 мм встановлюється у порталне пристосування, на ґрунт по вісі моделі накладається квадратний металевий штамп з розміром сторін 200 мм. Між штампом і верхньою балкою portalу послідовно встановлюються гідравлічний домкрат 4 т і динамометр 3 т. На ємкості закріплюються чотири штативи, в яких затискаються чотири індикатори лінійного переміщення годинникового типу таким чином, щоб щупи індикаторів торкались верхньої грані штампку посередині його сторін (рис. 2.12).

Модель ґрунту основи навантажується за допомогою домкрату ступенями з шагом 67 кг (10 поділок індикатора динамометра) до максимальної величини 600 кг, що відповідає навантаженню основи під більшістю водопропускних труб з коефіцієнтом перевантаження 1,5. Для кожного ступеня навантаження за допомогою динамометра фіксуються величина сили (напруги) та за допомогою чотирьох індикаторів – переміщення (за результат приймається середнє ариф-

метичне з чотирьох).

Три моделі з ґрунтополімерною композицією та дві контрольні моделі по-спідовно випробуються з обов'язковим контролем вологості на момент випробувань. Навантаження виконується у два етапи: первинне навантаження, при якому відбувається обтиснення штампом нерівного поверхневого шару та вторинне, за яким власне будуються діаграми сила – переміщення, напруга – переміщення, напруга – відносна деформація. Результати випробувань обробляються і наводяться у вигляді діаграм залежності відносної деформації ε від статичного стискаючого напруження σ .

Динамічні випробування

Динамічні випробування проводяться у випробувальній машині МУП-50 (рис. 2.13). На ґрунт по осі моделі накладається квадратний металевий штамп з розміром сторін 200 мм. До штампі за допомогою машини МУП-50 прикладається динамічне навантаження частотою 3 Гц, максимальною силою 400 кг, що відповідає сумі постійного і тимчасового навантаження та мінімальною 200 кг, що відповідає постійному навантаженню. Динамічне навантаження прикладається протягом 109 тис. циклів. Через кожні 9900 циклів (30 хвилин) випробування призупиняється і вимірюється величина осідання ґрунту (штампу).

Три моделі з ґрунтополімерною композицією та дві контрольні моделі по-спідовно випробуються з обов'язковим контролем вологості на момент випробувань. Результати випробувань обробляються і наводяться у вигляді діаграм залежності відносної деформації ε від кількості циклів навантаження N . Діаграми дозволяють визначати модуль вібродеформації композиту для будь-якої величини кількості циклів динамічного навантаження.

Деформативні властивості ґрунту та ґрунтополімерного композиту під статичним та динамічним навантаженням досліджували також за оригінальною методикою на їх моделях, штучно виготовлених у замкнених циліндричних ємкостях шляхом ін'єктування у штучно ущільнений ґрунт (табл. 2.1).

Характеристики моделей ґрунтополімерного композиту

Модель-циліндр для випробувань	Висота, мм	Діаметр, мм	Об'єм, м ³	Кількість ін'єкторів	Глибина занурення ін'єктору	Кількість матеріалу SPT [®] , кг	
						кг	кг/л ґрунту
Статичних	425	570	0,108	1	300	3	0,028
Динамічних	600	400	0,075	2	250; 400	1,6	0,02



Рис. 2.13 Випробування моделі ґрунтополімерної композиції динамічним навантаженням

2.2.4 Розробка оригінальної методики оцінки показників довговічності ґрунтополімерного композиту

Довговічність ґрунтополімерного композиту в умовах відсутності інсоляції в найбільшому ступені буде залежати від поперемінного водонасичення і зневоднення. В умовах експлуатації споруд та будівель залізничного транспорту за рік, як правило, відбувається 2 цикли: навесні та восени – водонасичення, влітку та взимку - зневоднення. Для оцінки довговічності ґрунтополімерного композиту запропоновано визначати втрату маси зразків композиту від кількості

циклів поперемінного водонасичення та висушування та порівнювати її з втраченою масою аналогічних матеріалів з відомою довговічністю.

Для проведення досліджень із кожної моделі ґрунтополімерного композиту на кам'янорізному станку вирізається 8 зразків (рис. 2.14). Зразки піддаються поперемінному водонасиченню та висушуванню. До початку випробувань та після кожного циклу всі зразки зважуються та розраховується втрата ними маси Δm . За результатами досліджень будується графік залежності втрати маси Δm від кількості циклів поперемінного зволоження - висушування N . Оцінку довговічності ґрунтополімерного композиту запропоновано визначати, порівнюючи втрату маси його зразків з втраченою масою аналогічних зразків ґрунтово-в'язучих композитів з відомою довговічністю, наприклад, ґрунту, закріпленого силікатизацією (рис. 2.15). Після кожного циклу зволоження-висушування збільшується різниця між масою у сухому та зволоженому стані, що свідчить про збільшення пористості, а, отже, й деформативності й міцності ґрунту.



Рис. 2.14 Зразки з ґрунтом до випробувань на стійкість до перемінного зволоження та висушування



Рис. 2.15 Зразки з ґрунтом після 12 циклів випробувань на стійкість до перемінного зволоження та висушування

Дослідження тривають з метою оцінки терміну неприпустимої втрати властивостей як основного показника довговічності.

2.2.5 Фізико-хімічні дослідження полімермінеральних композитів

Петрографічні дослідження були проведені за допомогою бінокулярного мікроскопа МБ-2 зі збільшенням від $\times 12,5$ до $\times 50$ на поперечних зрізах корене-подібних армуючих елементів, видалених із досліджених у складі етапу 3 моделей закріпленого ґрунту. Мета петрографічних досліджень – встановлення особливостей структури закріпленого ґрунту і характеру взаємодії в ній полімеризованого матеріалу і ґрунту.

Інфрачервоні спектри поглинання (ІЧ-спектри) знімали за допомогою спектрометра «ALPHA» (Bruker, Німеччина), що підключається до ЕОМ з програмним комплексом OPUS, в інфрачервоній області довжин хвиль $400\text{--}4000\text{ см}^{-1}$ [96, 97]. При вивченні досліджуваних зразків використовувалася приставка «ALPHA-T», що призначена для вивчення зразків на просвіт. Зразки являли собою пресовані під тиском $8\div 8,5$ МПа порошки досліджуваних матеріалів з додаванням *KBr* у співвідношенні 1:300.

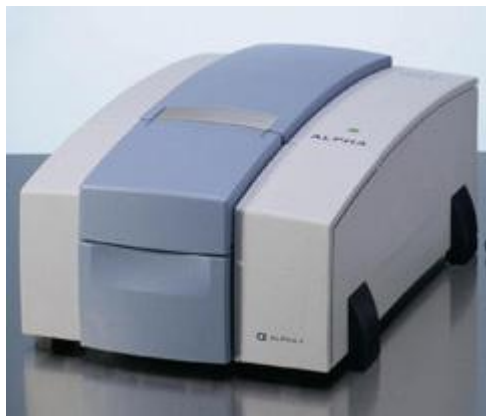


Рис. 2.16 Спектрометр «ALPHA» (Bruker, Німеччина)

РОЗДІЛ 3

ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ І ДОВГОВІЧНОСТІ ПОЛІМЕРМІНЕРАЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ ДЛЯ ОСНОВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

3.1 Обґрунтування фізико-механічних характеристик полімермінеральних композитів для прокладного шару безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит

Обґрунтування деформативних характеристик полімермінеральних композитів для прокладного шару безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит виконано шляхом аналізу їх напружено-деформованого стану. Аналіз напружено-деформованого стану плит безбаластного мостового і прокладного шару під ними виконано шляхом розрахункового експерименту методом скінчених елементів за допомогою ПК ЛИРА-САПР 2018 Pro (Ліцензія № 1/6638) у просторовій постановці.

У завдання розрахунку входить визначення напружено-деформованого стану плити зі змінними параметрами обпирання й натягу шпильок для кріплення плити до балок прогонової будови. Як прокладний шар приймали сосну з модулем пружності $E_0=10000$ МПа, бетон класу С32/40 і полімерний композит з модулем пружності $E_0=2000$ МПа. З кожним прокладним шаром у розрахунках сполучалися три сили натягу високоміцних шпильок: 49, 98 і 127,5 кН.

Розрахункова схема (рис. 3.1) складена із сукупності фізично нелінійних ізопараметричних об'ємних скінчених елементів (СЕН₂₃₄, СЕН₂₃₆). Ця група скінчених елементів призначена для розрахунків на міцність масивних просторових конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу. Загальна кількість вузлів розрахункової схеми склала 45126, елементів – 38992.

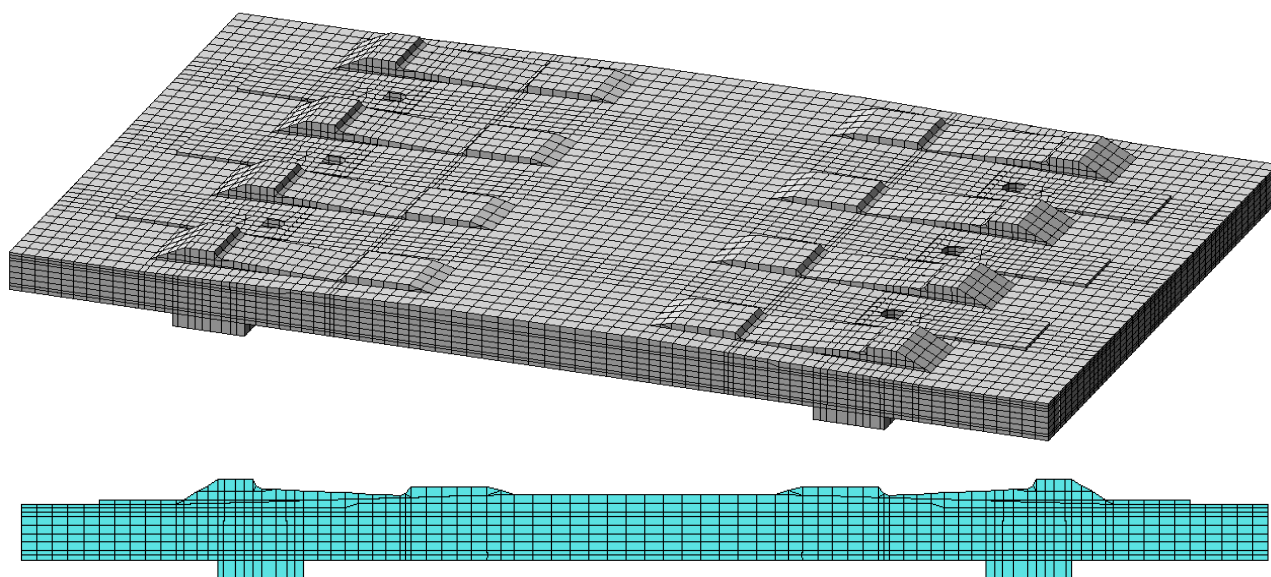


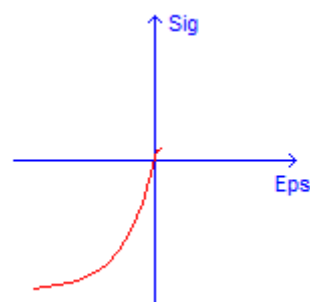
Рис. 3.1. Розрахункова схема плити БМП і прокладного шару

По висоті плити розбивали на 9 шарів (рис. 3.1). Робочу арматуру розташовували в другому й сьомому шарах, наведених на рисунку. Насиченість шарів арматурою визначали осьовими відсотками армування.

Жорсткісні характеристики складені з урахуванням нелінійних діаграм деформування бетону й сталі, класу бетону, початкового модуля пружності, граничного значення напруги при стиску й розтяганні (рис. 3.2).

а)

Параметры	Значения
Класс бетона	B30
Тип бетона	ТА
E_0	32460.01
$\sigma(-)$	21.9669
$\sigma(+)$	1.804424



б)

Параметры	Значения
$E_0(-)$	210000
$E_0(+)$	210000
$\sigma(-)$	-250
$\sigma(+)$	250
$\epsilon(-)$	-0.001
$\epsilon(+)$	0.001

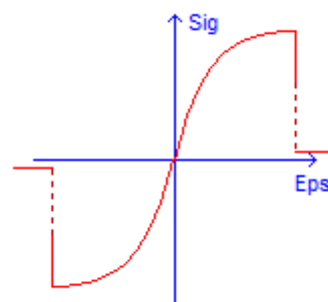


Рис. 3.2. Жорсткісні характеристики бетону (а) і сталі (б)

Прокладний шар також моделювався за допомогою СЕ №234 і СЕ №236. Контактна взаємодія між прокладним шаром і плитою не розкривалася внаслідок початкового повного контакту й роботи прокладного шару на всіх етапах навантаження тільки на стиск. Зусилля натягу плити моделювалося навантаженням пластини кріплення шпильки (рис. 3.3). При цьому шпилька фізично не моделювалася, а пластина кріплення встановлювалася в найбільш не вигідне положення. Передбачалося, що прокладний шар опирається на абсолютно жорстку основу.

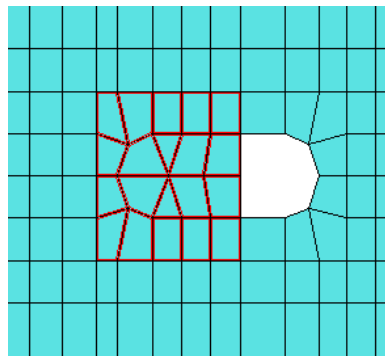


Рис. 3.3 Схема передавання навантаження від натягу шпильки

Експериментальна модель плити завантажувалась поетапно. На першому етапі враховувалася власна вага конструкції й зусилля натягу шпильок для кріплення плити до балок прогонової будови. На другому етапі прикладалося тимчасове навантаження від однієї осі рухомого складу з тиском 245 кН. На кожному етапі навантаження прикладали кроками по 20 % від максимального значення. Розрахунки виконувались шагово-ітераційним методом. Для досягнення достатньої збіжності ітераційного процесу кількість ітерацій на кожному кроці приймали не менше 300.

Результати розрахунків представлені у вигляді: ізополів еквівалентних напруг у плиті N_s (головні напруги стиску N_3) і N_e (головні напруги розтягу N_1); ізополів еквівалентних напруг стиску N_s у прокладному шарі; ізополів вертикальних деформацій у плиті (Додаток А).

За результатами розрахунків виявлено залежності напруг та деформацій в плиті та прокладному шарі від деформативності прокладного шару та сили затягування шпильки (рис. 60 – 3.61, табл. 3.1 – 3.2).

Залежність максимальних напруг та деформацій в плиті та прокладному шарі від деформативності прокладного шару та сили затягування шпильки

E, МПа	Сила натягу шпильки, кН								
	49			98			127,5		
	σ_0	σ_H	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_H	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_H	$\Delta\sigma$
	Ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху)								
2000	1,21	1,56	-0,35	1,81	1,81	0	1,81	1,81	0
10000	1,27	1,8	-0,53	1,81	1,81	0	1,81	1,81	0
35000	1,32	1,76	-0,44	1,81	1,81	0	1,81	1,81	0
	Ізополя еквівалентних напруг NS01								
2000	-11,2	-10,7	-0,5	-22,7	-22,1	-0,6	-29,3	-28,6	-0,7
10000	-10,6	-4,77	-5,83	-21,6	-21,2	-0,4	-27,8	-12,4	-15,4
35000	-10,4	-4,74	-5,66	-21,1	-9,47	-11,63	-27,2	-12,3	-14,9
	Ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу)								
2000	0,891	0,885	0,006	1,77	1,8	-0,03	1,81	1,81	0
10000	0,49	0,528	-0,038	0,998	1,02	-0,022	1,3	1,37	-0,07
35000	0,374	0,451	-0,077	0,76	0,803	-0,043	0,993	1,05	-0,057
	Напруги стиску в прокладному шарі								
2000	-1	-1,75	0,75	-1,98	-2,24	0,26	-2,57	-2,8	0,23
10000	-1,22	-2,43	1,21	-2,43	-2,5	0,07	-3,16	-2,97	-0,19
35000	-1,65	-3,2	1,55	-3,29	-3,1	-0,19	-4,27	-4,01	-0,26
	Максимальні деформації, мм								
2000	-0,046	-0,142	0,096	-0,09	-0,127	0,037	-0,12	-0,118	-0,002
10000	-0,025	-0,08	0,055	-0,05	-0,07	0,02	-0,066	-0,068	0,002
35000	-0,02	-0,063	0,043	-0,046	-0,058	0,012	-0,066	-0,068	0,002

Залежність зміни (різниці між навантаженим і навантаженим станом) напруг та деформацій в плиті та прокладному шарі від деформативності прокладного шару та сили затягування шпильки

E, МПа	Сила натягу шпильки, кН								
	49			98			127,5		
	σ_0	σ_H	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_H	$\Delta\sigma$	σ_0	σ_H	$\Delta\sigma$
	Ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху)								
2000	1,01	1,56	0,55	1,2	1,81	0,61	1,2	1,81	0,61
10000	0,63	1,8	1,17	1,2	1,81	0,61	0,9	1,81	0,91
35000	0,438	1,76	1,322	0,6	1,81	1,21	0,6	1,81	1,21
	Ізополя еквівалентних напруг NS01								
2000	-11,2	-10,7	0,5	0,03	-3,68	3,71	-29,3	-28,6	0,7
10000	-10,6	-4,77	5,83	0,02	-3,53	3,55	-27,8	-12,4	15,4
35000	-10,4	-4,74	5,66	-21,1	-9,47	11,63	-27,2	-12,3	14,9
	Ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу)								
2000	0	0,885	0,885	0,294	-0,598	0,892	0,902	0,301	0,601
10000	0	0,528	0,528	0	0,512	0,512	0,43	-0,45	0,88
35000	0	0,451	0,451	0	0,401	0,401	0,827	1,05	0,223
	Напруження стиску в прокладному шарі								
2000	-0,01	-1,75	1,74	-0,0002	-2,24	2,2398	-0,003	-2,35	2,347
10000	-0,012	-2,43	2,418	-0,0004	-2,5	2,4996	-0,0007	-1,98	1,9793
35000	-0,02	-3,2	3,18	-0,03	-3,1	3,07	-0,0001	-2,67	2,6699
	Максимальні деформації, мм								
2000	-0,007	-0,142	0,135	0,02	-0,127	0,147	0,035	-0,118	0,153
10000	-0,004	-0,08	0,076	0,002	-0,074	0,076	0,005	-0,068	0,073
35000	-0,003	-0,063	0,06	0	-0,058	0,058	0	-0,056	0,056

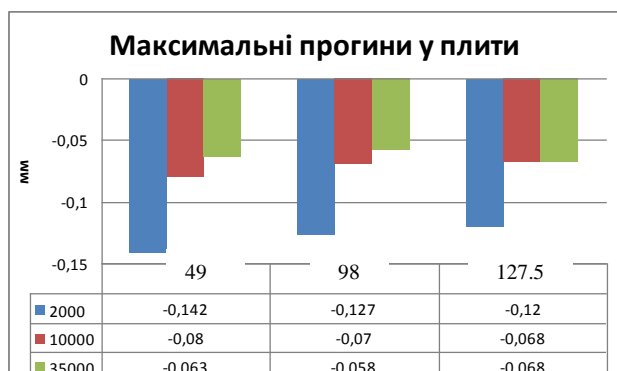
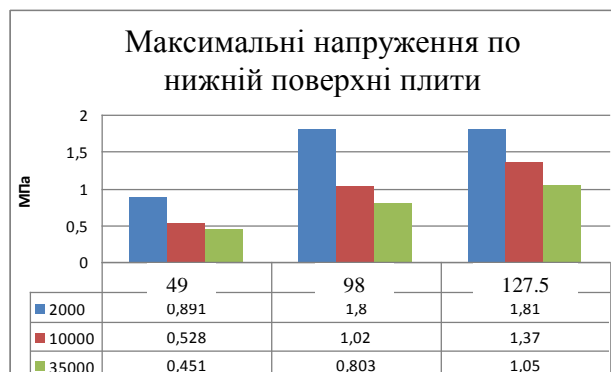


Рис. 3.4 Максимальні величини напружень і деформацій в плиті БМП при модулі деформації (пружності) прокладного шару та сили затягування шпильок

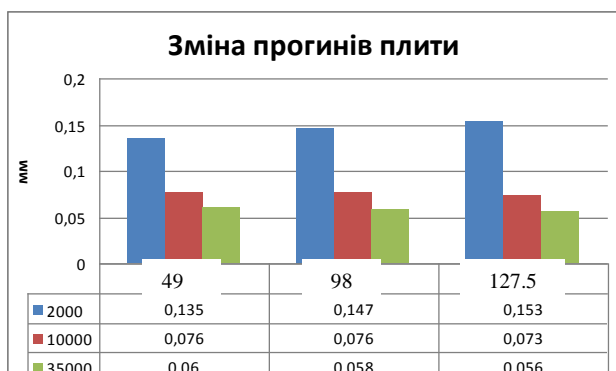
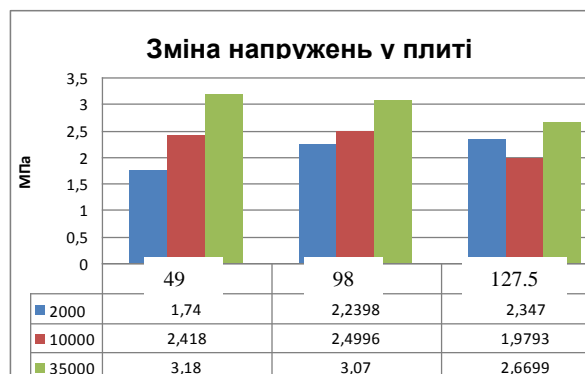
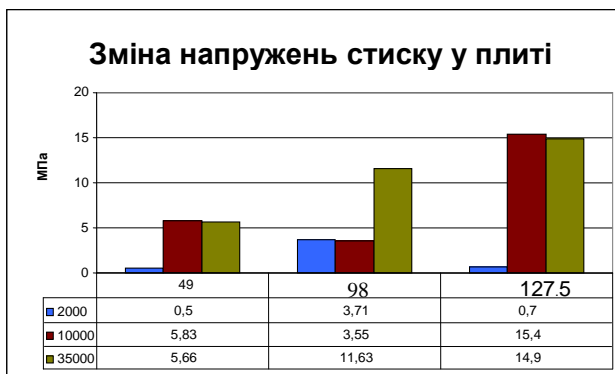
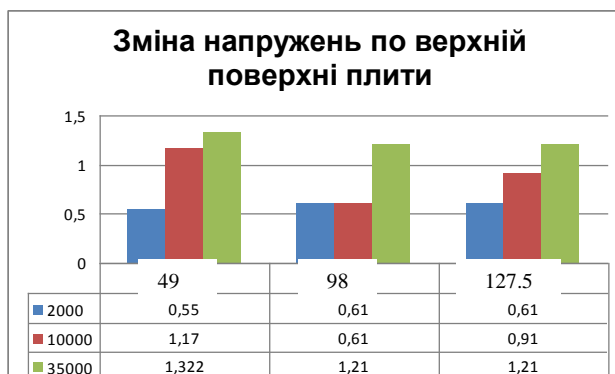


Рис. 3.5 Залежність зміни (різниці між навантаженим і ненавантаженим станом) напружень і деформацій у плиті БМП і прокладному шарі при навантаженні рухомим навантаженням та без нього в залежності від сили натягу високоміцних шпильок та деформативності прокладного шару

В результаті аналізу напружено-деформованого стану плити безбаластного мостового полотна і прокладного шару під ним встановлено таке:

1) при зміні сили натягу високоміцної шпильки від 49 до 127,5 кН і модуля пружності від 2000 МПа до 35000 МПа величина напруження та деформацій змінюється та досягає критичних величин (напруження досягають величини міцності):

- на верхній грані плити при силі натягу шпильок 98–127,5 кН величини напружень на розтяг досягають 1,8 МПа, що дорівнює міцності бетону на розтяг;
- максимальні напруження на нижній грані плити досягають критичних величин тільки з використанням податливого прокладного шару та при величині натягу шпильки 98–127,5 кН;
- максимальні напруження стиску досягають величин, близьких до міцності бетону на стиск при силі затягування шпильки 127,5 кН, матеріал прокладного шару на напруження стиску практично не впливає;
- напруження у прокладному шарі залежать в більшому ступені від матеріалу прокладного шару, ніж від сили затягування шпильки; напруження зростають зі збільшенням модуля деформації;
- максимальні прогини у плиті більші при прокладному шарі з меншим модулем деформацій, проте вони незначні (не перевищують 1/12000 довжини прогону);

2) напруження у плиті і прокладному шарі наявні як без рухомого навантаження, так і при прикладенні рухомого навантаження, при цьому відзначаються зміни величин напружень аж до зміни їх знаку:

- зміна напружень на верхній грані плити максимальна при використанні жорсткого прокладного шару з більшим модулем пружності;
- зміна напружень на нижній грані плити максимальна при використанні менш жорсткого прокладного шару з невеликим модулем пружності, проте їх величина не перевищує зміну напружень на верхній грані плити;
- зміна напружень стиску у плиті незначна;
- зміна напружень у прокладному шарі досягає 3 МПа, при цьому модуль деформації матеріалу має більш суттєвий вплив на зміну напружень, ніж сила затягування шпильки,
- зміна прогинів у плиті незначна, як і максимальні показники прогинів.

3) максимальні величини зміни напружень, особливо у прокладному шарі, перевищують величини міцності на розтяг, тому слід очікувати їх впливу на утворення тріщин і довговічність конструкцій безбаластного мостового полотна; це

обумовлює доцільність проведення крім розрахункового експерименту динамічних випробувань прокладного шару у масштабних моделях;

4) натягування шпильки доцільно здійснювати із силою, що не перевищує 98кН;

5) використання жорсткого прокладного шару доцільно при зменшенні сили натягування шпильки менше 98 кН;

6) використання нежорсткого прокладного шару з низьким модулем пружності дозволяє зменшити величини напружень та їх зміни у плиті, але збільшити прогини плити, проте, прогини у будь-якому випадку незначні.

3.2 Обґрунтування підвищення довговічності конструкції з полімермінеральних матеріалів

В основі довговічності будівельних конструкцій, які складаються з різних елементів та матеріалів лежить необхідність використання матеріалів з близькими строками експлуатації. Так і для безбаластного мостового полотна важливо щоб і плити і прокладний шар мали ідентичні строки експлуатації. При цьому слід врахувати, що на довговічність самої плити також значний вплив будуть мати деформативні характеристики прокладного шару.

Необхідність заміни мостового полотна на дерев'яних поперечинах зв'язана, в першу чергу, з рядом недоліків:

- значні витрати природного матеріалу та робочої сили, часу на прирубці, укладанні поперечок і протиугінного бруса;
- схильність дерев'яних елементів конструкції до зміни розмірів та форми в результаті усушки, розбухання викривлення від впливу зовнішньої середовища, поява тріщин, які значно скорочують строк експлуатації конструкції;
- деревина сприятлива до займистості, загниванню та пошкодженню комахами.

Однак мостове полотно на плитах БМП також має недоліки. Основним недоліком є недовговічність використовуваного прокладного шару. Річ у тому, що самі залізобетонні плити спроможні служити 50 і більше років [2]. Тому що вони мають

високу проектну міцність бетону і доволі високий процент армування, що обумовлює запас несучої здатності. Але існуючий прокладний шар нівелює всі переваги конструкції за рахунок недоліків:

- низька довговічність за рахунок гниття деревини в прокладному шарі;
- неможливість оперти рівномірно плиту БМП на прокладний шар [32], що призводить до виникнення пропеллерності і, як слід, виникнення тріщин в різних зонах плити;
- низький електричний опір [33] в конструкції верхньої будови колії і за рахунок цього руйнування вузла скріплення КБ.

Усе вище зазначене обумовлює актуальність розробки нового прокладного шару з високою довговічністю, міцністю, технологічністю. При розробці такого прокладного шару необхідно врахувати складно напружену конструкцію безбаластного мостового полотна в цілому.

Для можливості укладання мостового полотна на прогонових спорудах різної довжини і при різних відстанях між головними або поздовжніми балками передбачаються відповідні марки плит, які відрізняються за довжиною (уздовж мосту) та за відстанню між отворами для шпильок, які кріплять плиту до поздовжніх балок (поперек осі мосту) [1]. Розрізняють плити БМП чотирьох марок: П1, П2, П3, П4 з однаковою шириною. Також ці плити мають два підтипу, які відрізняються відстанню між поздовжніми балками з різним армуванням.

Плита марки П1 має розміри $3,2 \times 1,39$ м та відстанню між шпильками, яка змінюється від 1,85 м до 2,45 м з кроком 0,1 м. При цьому вага одного метра плити на 2 балки дорівнює 1,2 т/пог.м. Розміри плити П2: $3,2 \times 1,49$ м, вага одного погонного метра цієї плити на 2 балки складає 1,28 т/пог.м. П3 має розміри $3,2 \times 1,89$ м, вага її одного погонного метра на 2 балки становить 1,32 т/пог.м. Відповідно П4 має розміри $3,2 \times 1,99$ м та вагу – 1,32 т/пог.м. В даному розрахунку навантаження на прокладний шар використовували вагу одного погонного метра плити марки П3, як найбільш несприятливе.

Крім залізобетонних плит безбаластне мостове полотно складається з рейкової колії, охоронних пристроїв та прокладного шару під плити БМП [1]. Плити уклада-

ються на верхні пояси головних або поздовжніх балок прогонової споруди через прокладний шар. Рейкова колія, рейкові підкладки та конькутники укладаються безпосередньо на плити. Плити БМП прикріплюються до балок високоміцними шпильками з зовнішньої сторони верхніх поясів балок через 50 см по довжині мосту. На шпильки із верхньої сторони встановлюються спеціальні збільшені шайби. Конструкція безбаластного мостового полотна наведена на рисунку 3.6.

Для визначення необхідних характеристик прокладного шару був проведений збір навантажень від власної ваги усіх елементів конструкції безбаластного полотна (рис.3.6), включаючи навантаження від шпильок [98], на 1 метр погонний прокладного шару у найбільш несприятливих умовах [99]. Слід зазначити, що як величиною дуже невеликою, власною вагою прокладного шару ми нехтуємо. Таким чином, величину постійного навантаження ($P_{\text{пост}}$) склали на обидві балки - 39,67 т/пог.м [100]. За тимчасове (поїзне) навантаження (V) прийнято навантаження від чотиривісної платформи універсальної [101] з урахуванням коефіцієнта динамічності $((1 + \mu) = 1,5)$ – 37,5 т/пог.м. При цьому повне навантаження буде дорівнювати 77,17 т/пог.м.

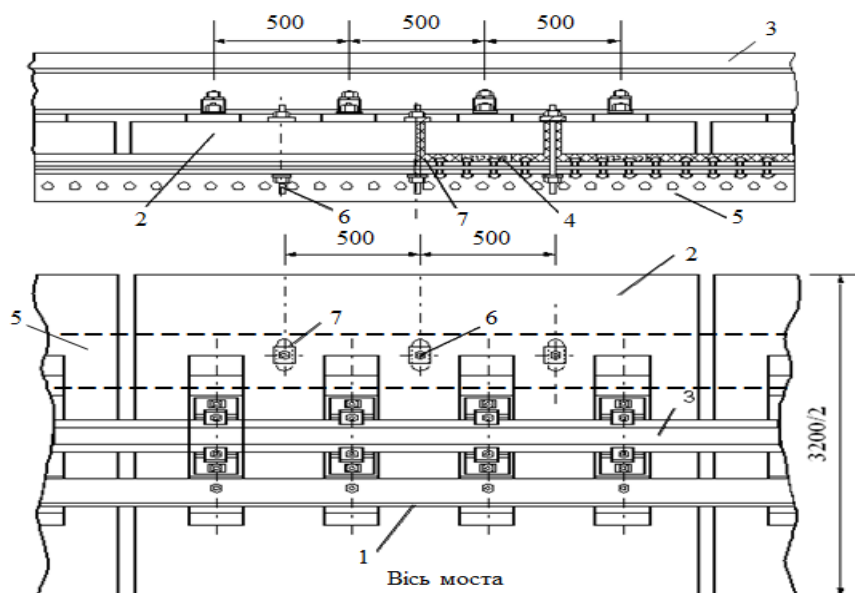


Рис. 3.6 - Конструкція безбаластного мостового полотна на залізобетонних плитах: 1 – конькутник; 2 – плита мостового полотна; 3 – колійна рейка; 4 – прокладний шар; 5 – головна або поздовжня балка; 6 – високоміцна шпилька; 7 – отвір для шпильки

Навантаження (P) на 1 м^2 прокладного шару визначаємо за формулою:

$$P = \frac{\Sigma}{2 \times b}, \quad (3.1)$$

де Σ – навантаження для обраної розрахункової схеми ($P_{\text{шп}}$ – тиск від шпильок на 1 пог. м.; $P_{\text{пост}}$ – від суми постійних навантажень, V – від тимчасових навантажень);

2 – кількість балок з прокладним шаром;

b – ширина прокладного шару ($b = 20$ см, найбільш поширений варіант ширини полиці поздовжньої або головної балки).

Величину $P_{\text{шп}}$ (38,095 т/пог. м) визначили з урахуванням навантаження на шпильку згідно діючим нормативам (12 т) кількості шпильок на плиту ПЗ (6 шт) та довжини плити (1,89 м) [1].

Розрахована величина P склала:

- від дії тиску шпильок – $9,5 \text{ кг/см}^2$;
- від повного постійного навантаження (включно тиск від шпильок) – $9,917 \text{ кг/см}^2$;
- від тимчасового навантаження – $9,375 \text{ кг/см}^2$.

Для розрахунку спільної дії різних видів навантаження був проведений розрахунок в програмному комплексі «Ліра». Для уніфікації розрахункової схеми приведені всі види навантажень до 1 пог. м.

Навантаження для розрахункової схеми на 1 пог. м. прокладного шару визначаємо за формулою:

$$P_{\text{пог.м}} = P \times b \times h, \quad (3.2)$$

де P – отримане навантаження для обраної розрахункової схеми з формули 1 ($P_{\text{шп}}$ – тиск від шпильок на 1 м^2 прокладного шару; $P_{\text{пост}}$ – від суми постійних навантажень, V – від тимчасових навантажень);

h – довжина прокладного шару ($h = 1$ м).

Розрахована величина $P_{\text{пог.м}}$ з формули 2 склала:

- від дії тиску шпильок – $19\,000 \text{ кг/пог.м}$;
- від повного постійного навантаження (включно тиск від шпильок) – $19\,834$

кг/пог.м;

- від тимчасового навантаження $-18\,750$ кг/пог.м.

Враховуючі отримані результати розрахунків за формулами 3.1 – 3.2, складаємо розрахункову схему від дії постійних навантажень (рис. 3.7), для визначення мінімальної міцності прокладного шару на момент монтажу, до начала експлуатації [102]. Також визначаємо розрахункову схему від сумісної дії всіх навантажень. Подібну схему отримаємо від дії тимчасових навантажень та тиску від шпильок (рис. 3.8). Однак ця схема не повністю відображає реальну роботу конструкції в зв'язку з податливістю прокладного шару і перерозподілом навантаження [103]. Тому зусилля в зоні шпильки заміняємо жорстким зв'язком в вертикальному напрямку (вісь z). Розрахункова схема наведена на рис. 3.9.

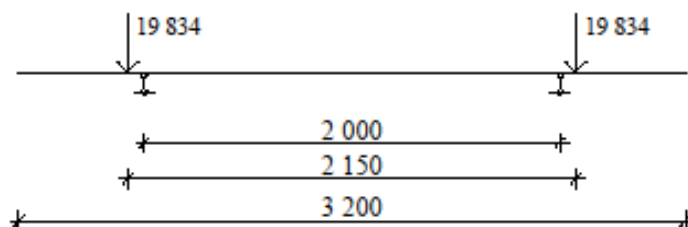


Рис. 3.7 – Розрахункова схема від дії постійних навантажень

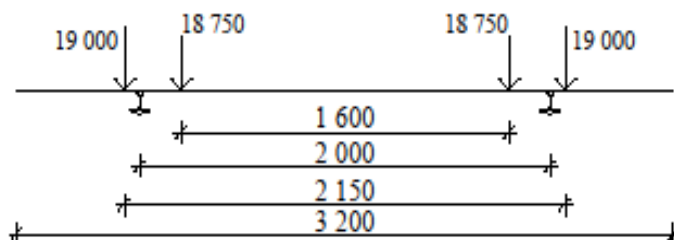


Рис. 3.8 – Розрахункова схема від дії повного навантаження

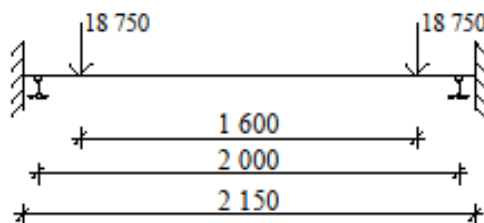


Рис. 3.9 – Розрахункова схема для обчислення

Проводимо розрахунок даної схеми (рис. 3.9) в програмному комплексі «Ліра». Для цього задаємо жорсткістю елементів, а саме балка з бетону класу В 40 (С

32/40), розмірами $1 \times 0,2$ м та модулем пружності $E_0 = 0,036$ МПа. З отриманих результатів в програмному комплексі «Ліра» (таблиця 1) вибираємо зусилля в вузлах 2 та 5 (які відповідають прокладному шару на повздовжніх балках), яке дорівнює $18\,750 + 60\,606 = 79\,356$ кг.

Таблиця 3.3

Зусилля, які виникають в стержнях M_y , Q_z , кгс·см, кгс

№ елемента	№ перерізу	Зусилля	
		M_y (кгс·см)	Q_z (кгс)
1	1	151515.2	-60606.1
1	2	-303030.3	-60606.1
2	1	-303030.3	18750.0
2	2	71969.7	18750.0
3	1	35984.9	0.0
3	2	35984.9	0.0
5	1	71969.7	-18750.0
5	2	-303030.3	-18750.0
6	1	-303030.3	60606.1
6	2	151515.2	60606.1

3.3 Теоретичне обґрунтування підвищення стабілізації та гідроізоляції ін'єкційних полімерних матеріалів для заглиблених та підземних споруд

3.3.1 Розробка фізичної і математичної моделей проникнення ін'єкційного розчину у тріщину

Схема обробки зі встановленим ін'єктором, заобробкової скельної тріщинуватої породи та порожнини за обробкою наведена на рис. 3.11. З порожниною сполучається одразу декілька тріщин. Порожнина і тріщини заповнені під тиском P_v підземною водою, яка одразу після свердлування шпари починає витікати крізь встановлений в неї ін'єктор (рис. 3.10). Під час ін'єктування спочатку відбувається заповнення розчином порожнини, при цьому тиск на манометрі розчинонасосу є мінімальним.

Після заповнення порожнини починається проникнення розчину у тріщини і течія в них. Це супроводжується різким збільшенням тиску на манометрі. Після досягнення тиском певної величини P_i , яка визначається потужністю розчинонасосу або станом обробки, здійснюють опресування – витримку тиску протягом часу t для забезпечення проникнення розчину у тріщини на потрібну глибину l .

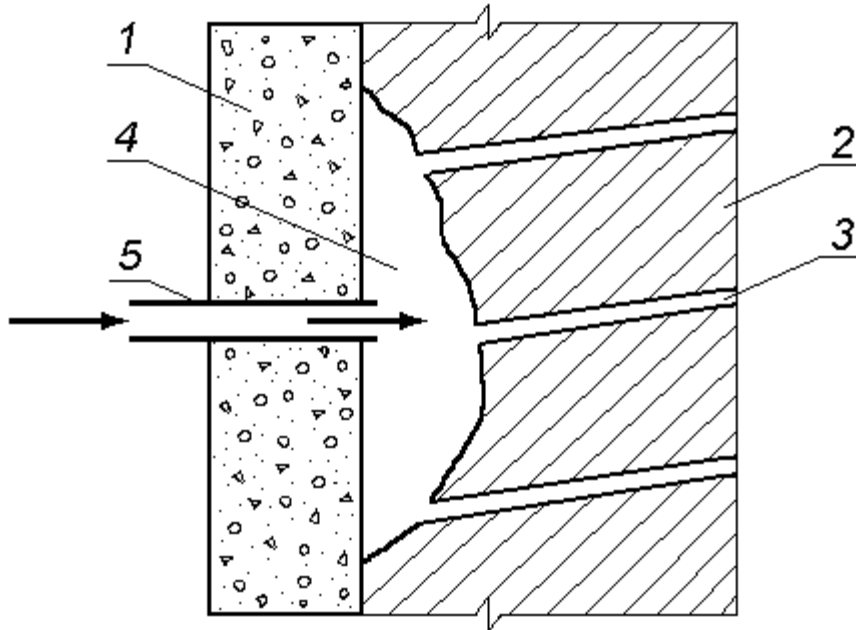


Рис. 3.10 Схема порожнини за обробкою тунелю: 1 – обробка; 2 – скельний ґрунт; 3 – тріщини; 4 – порожнина; 5 – ін'єктор

Окрема тріщина представлена заповненням водою безкінечно довгим пласким капіляром шириною b_T , товщиною h_T ($b_T \gg h_T$). Площа поверхонь заповненої частини тріщини S_{Π} і поперечного перерізу тріщини S_T складуть:

$$S_{\Pi} = 2l \cdot (h_T + b_T) \approx 2b_T l. \quad (3.4)$$

$$S_T = b_T h_T. \quad (3.5)$$

Розчин тече в капілярі під тиском ін'єктування P_i . Течії заважає природний тиск води в тріщині P_B і тиск P_T від сили тертя в тріщині F . Стаціонарний потік зі швидкістю v встановлюється за умови:

$$P_T = P_i - P_B, \quad (3.6)$$

Заповнення тріщини щільною водою дозволяє зневажити ефектами, пов'язаними з утворенням меніску.

Представимо рівняння закону в'язкості Ньютона у наведеному вигляді і знай-

демо з нього силу тертя F_T :

$$\frac{F_T}{S_{\Pi}} = \eta \cdot \frac{v}{\delta}; \quad (3.7)$$

$$F_T = \eta \cdot S_{\Pi} \cdot \frac{v}{\delta}, \quad (3.8)$$

де v/δ – поперечний напрямку течії градієнт її швидкості, $1/c$; δ – товщина шару розчину, в якому швидкість течії змінюється від 0 до v , м.

Тиск від сили тертя складе:

$$P_{\Pi} = \frac{F_T}{S_{T\Pi}} = \eta \cdot \frac{S_{\Pi}}{S_T} \cdot \frac{v_{\Pi}}{\delta} = \eta \cdot \frac{2b_T l}{b_T h_T} \cdot \frac{v_{\Pi}}{\delta} = \eta \frac{2lv_{\Pi}}{h_T \delta}. \quad (3.9)$$

Підставивши (3.9) у (3.6) отримаємо:

$$P_i - P_b = \eta \frac{2lv}{h_T \delta}. \quad (3.10)$$

Під час ін'єктування, зокрема, стадії опресування, потік розчину через тріщини дорівнюватиме

$$Q = V_T / t, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (3.11)$$

де V_T – об'єм розчину, що ін'єктується у тріщини, які відкриваються у порожнину, м^3 ; t – тривалість опресування, с.

Лінійна швидкість руху розчину у тріщинах складе:

$$v = Q / S_T, \quad (3.12)$$

де S_T – сумарна площа перерізу тріщин, які відкриваються у порожнину:

$$S_T = \gamma \cdot \frac{V_{\Pi}}{h_{\Pi}}, \quad (3.13)$$

де γ – поверхнева тріщинуватість скельної породи, відн. од.; V_{Π} – об'єм порожнини, який визначається під час ін'єктування, м^3 ; h_{Π} – середня глибина порожнини, яка визначається під час свердлування шпари, м.

Підставивши (3.13) у (3.12), потім (3.14) у (3.10) і (3.11) у (3.15) отримаємо:

$$v = \frac{Q h_{\Pi}}{\gamma V_{\Pi}}; \quad (3.14)$$

$$P_i - P_B = \frac{2\eta l Q h_{\Pi}}{h_{\mp} \delta \gamma V_{\Pi}}; \quad (3.15)$$

$$P_i - P_B = \frac{2\eta l h_{\Pi} V_{\tau \square}}{h_{\mp} \delta \gamma V_{\Pi} t}. \quad (3.16)$$

Об'єм розчину, що прийняли тріщини, з урахуванням (3.13) складе:

$$V_{\tau} = S_{\tau} l = \gamma \frac{V_{\Pi} l}{h_{\Pi}}. \quad (3.17)$$

Підставивши (3.17) в (3.16), отримаємо рівняння стаціонарного розчину у тріщинах:

$$P_i - P_B = \frac{2\eta l h_{\Pi}}{h_{\mp} \delta \gamma V_{\Pi} t} \times \gamma \frac{V_{\Pi} l}{h_{\Pi}} = \frac{2\eta l^2}{h_{\mp} \delta \cdot t}. \quad (3.18)$$

Рівняння (3.18) є моделлю, придатною для аналізу технологічних режимів ін'єктування. Зокрема, за (3.18) можливо дослідити залежність глибини проникнення розчину в тріщини l від тривалості опресування t та інших природних і технологічних факторів:

$$l = \sqrt{\frac{(P_i - P_B) \cdot h_{\tau} \delta \cdot t}{2\eta}}, \quad (3.19)$$

або дослідити залежність потрібної для забезпечення певної глибини проникнення розчину l тривалості опресування t від l та інших факторів:

$$t = \frac{2\eta l^2}{h_{\mp} \delta (P_i - P_B)}, \quad (3.20)$$

або дослідити залежність глибини проникнення розчину l від динамічної в'язкості розчину:

$$\eta = \frac{h_{\mp} \delta (P_i - P_B) t}{2l^2}. \quad (3.21)$$

Виконано дослідження:

- залежності (3.19) глибини проникнення розчину в тріщини l від тривалості опресування (ін'єктування) t за різних величин інших природних і технологічних факторів – ширини розкриття тріщин h_{τ} , наявності (вмісту) у розчині добавки-суперпластифікатора СП, водоцементного відношення В/Ц, динамічної в'язкості розчину η , тиску опресування P_i ;

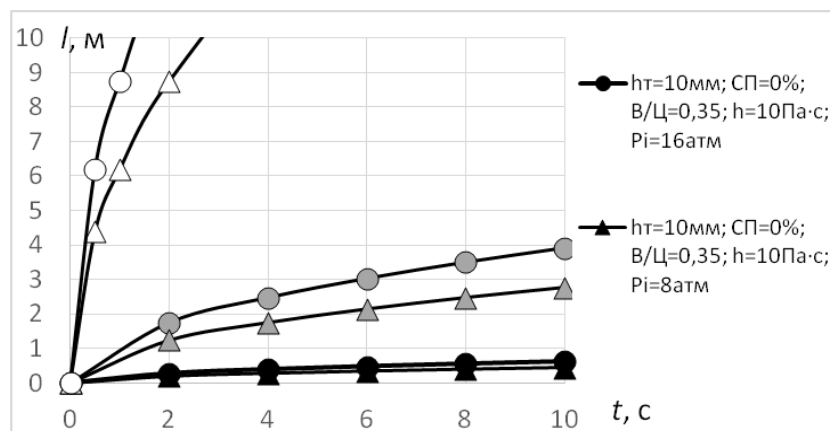
- залежності (3.21) динамічної в'язкості цементного розчину η , потрібної для проникнення розчину на глибину l , від l за різних величин інших природних і технологічних факторів – h_T , P_i , t .

Дослідження проведено для значень та меж величин цих факторів: h_T – від 0,1 до 10 мм; вмісту добавки суперпластифікатора СП – 0 і 1 % від маси цементу, В/Ц – 0,35 і 0,5, яким відповідають значення η : СП = 0 %, В/Ц = 0,35 – $\eta = 10$ Па·с; СП = 0 %, В/Ц = 0,5 – $\eta = 0,25$ Па·с; СП = 1 %, В/Ц = 0,35 – $\eta = 0,005$ Па·с; P_i – 16 і 8 атм. Тиск підземної води P_v прийнято рівним 0.

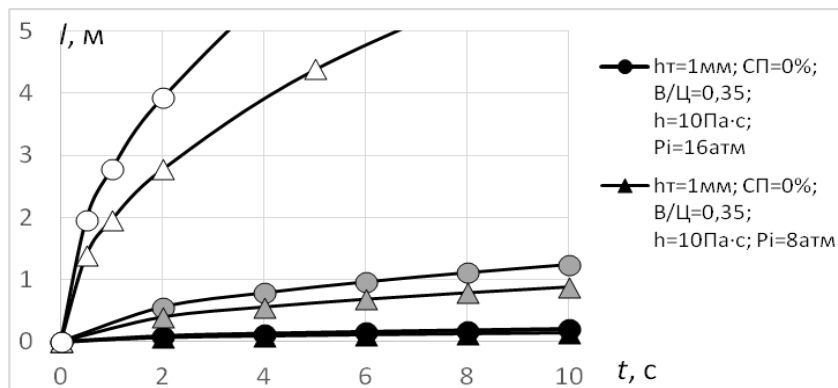
Результати дослідження у вигляді відповідних графіків залежностей наведені на рис. 3.11 і 3.12.

Із рис. 3.11, видно, що цементний розчин без добавок з В/Ц = 0,35, яке забезпечує високі показники водонепроникності та міцності, не здатний проникати у тріщини з великим розкриттям 10 мм на глибину більше 0,5 м навіть під максимальним тиском 16 атм за великої тривалості опресування 10 хв. Збільшення В/Ц розчину без добавок до прийнятної величини 0,5 дозволяє збільшити глибину проникнення до 3–4 м. Проте у тріщини з меншою шириною розкриття 1 мм розчин без добавок проникає на глибину за В/Ц = 0,35 – не більше 0,1 м, а з В/Ц = 0,5 – не більше 0,8–1,2 м, а у тріщини 0,1 мм майже не проникає. Отже, ефективність цементних розчинів без добавок для підвищення водонепроникності та несучої здатності обробки спільно з тріщинуватою скельною породою не може бути високою.

a)



б)



в)

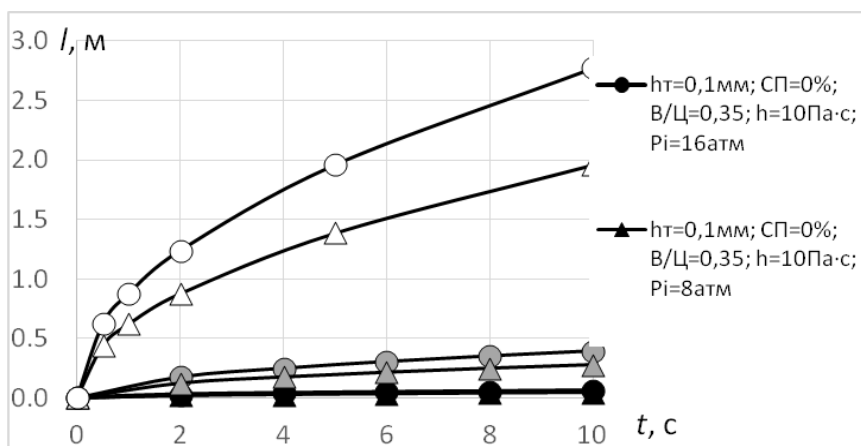
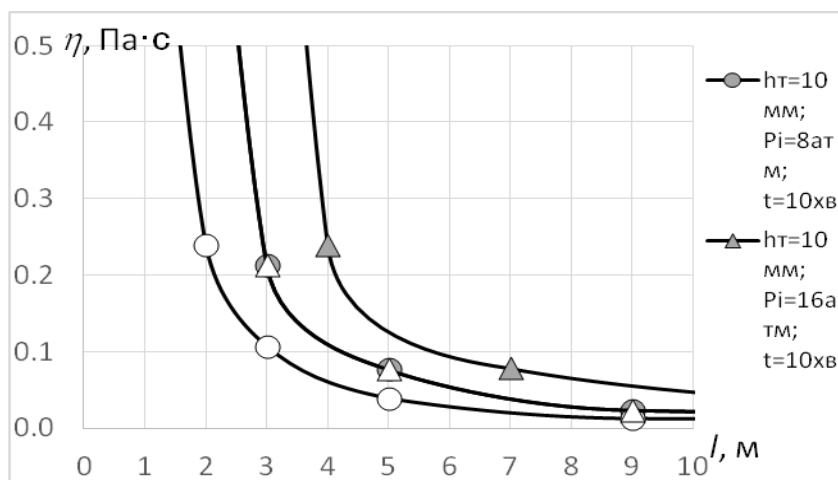
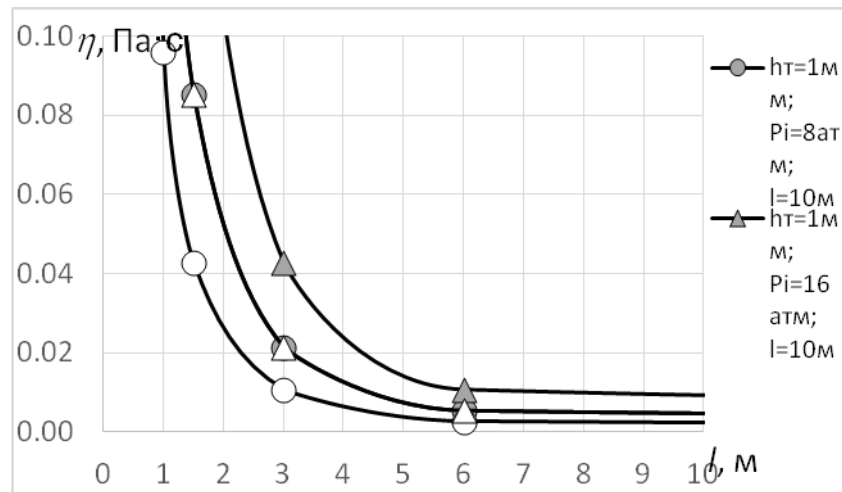


Рис. 3.11 Залежність глибини проникнення цементного розчину l від тривалості ін'єктування (опресування) t за різного водоцементного відношення $V/Ц$, в'язкості розчину η , тиску опресування P_i у тріщини шириною розкриття: а – 10 мм; б – 1 мм; в – 0,1 мм

а)



б)



в)

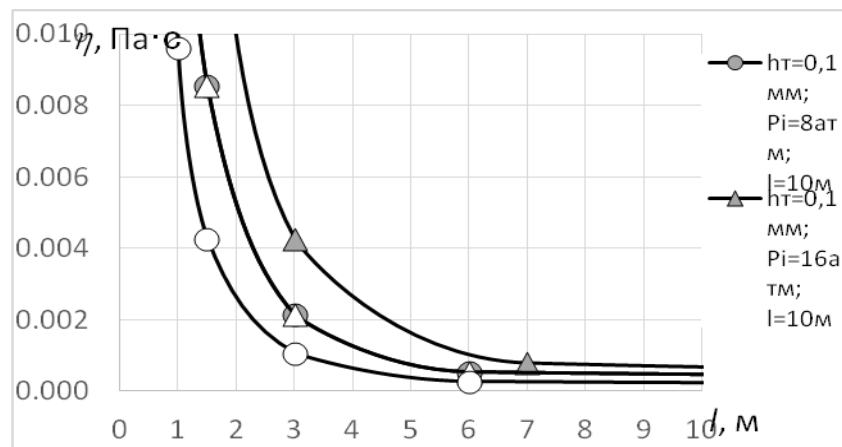


Рис. 3.12. Залежність динамічної в'язкості цементного розчину η , потрібної для проникнення розчину на глибину l в тріщини шириною розкриття h_t , від l , різної за різного тиску опресування P_i у тріщини шириною розкриття: *a* – 10 мм; *б* – 1 мм; *в* – 0,1 мм

Збільшити глибину проникнення цементних розчинів дозволяє застосування добавок-суперпластифікаторів, які знижують їх динамічну в'язкість до величин 0,005 Па·с. Розчин з добавкою - суперпластифікатором навіть за В/Ц = 0,35 проникає у тріщини шириною розкриття 10 мм на глибину 10 м за 0,5–1 хв, у тріщини 1 мм – за 3–7 хв. Тільки такий розчин проникає у тріщини шириною розкриття 0,1 мм, зокрема, за 10 хв на глибину 2 м під тиском 8 атм і на глибину 2,7 м під тиском 16 атм. Отже, ін'єктування цементних розчинів з добавкам - суперпластифікаторами дозволяє ефективно забезпечувати підвищення водонепроникності та несучої здатності обробки спільно з тріщинуватою скельною породою.

Із рис. 3.12 видно, що для проникнення суміші на глибину $l = 10$ м її динамічна в'язкість η не повинна перевищувати: у зазори і тріщини шириною розкриття $h_T = 10$ мм – $0,05$ Па·с; $h_T = 1$ мм – $0,01$ Па·с; $h_T = 0,1$ мм – $0,001$ Па·с. Для проникнення на глибину $l = 2$ м динамічна в'язкість η не повинна перевищувати в залежності від тиску й тривалості ін'єктування: у тріщини $h_T = 10$ мм – $0,25$ – 1 Па·с; $h_T = 1$ мм – $0,03$ – $0,1$ Па·с; $h_T = 0,1$ мм – $0,0025$ – $0,01$ Па·с. Отримані теоретичні залежності (рис. 3.11, 3.12) та висновки з них підтверджені експериментами з розтікання сумішей полімерцементної композиції в моделі зазору між плитою БМП і балкою мосту.

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 3

3.1. Виконано аналіз напружено-деформованого стану залізобетонної плити безбаластного мостового полотна на прокладному шарі, отримано залежності напружень в плиті від модуля деформації прокладного шару та зусилля затягування шпильок прикріплення. Встановлено, що мінімальні величини напружень і деформацій в найбільш пошкоджуваних місцях плити забезпечуються у разі модуля деформації прокладного шару понад 10 ГПа, а зусилля затягування шпильок не більше 100 кН.

3.2 Розрахунковим шляхом встановлено, що міцність наливного прокладного шару БМП, необхідна для його монтажу і відкриття руху згідно з встановленою технологією укладання, зокрема, її хронометражем, має складати не менше 1 МПа через 2 години після заливання і не менше 5 МПа через 28 діб.

3.3 Розроблено та досліджено реологічну модель суміші, отримано залежності глибини її проникнення від тривалості ін'єктування за різних ширини технологічного зазору, динамічної в'язкості, тиску ін'єктування, водоцементного відношення, вмісту добавки суперпластифікатора, а також залежності динамічної в'язкості від потрібної глибини проникнення суміші.

РОЗДІЛ 4

РОЗРОБКА ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РЕОЛОГІЧНИХ І ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ПОЛІМЕРМІНЕРАЛЬНИХ КОМПОЗИТІВ ДЛЯ ОСНОВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

4.1 Розробка складів для влаштування прокладного шару під плити безбаластного мостового полотна

В результаті аналітичного огляду літературних і нормативних джерел встановлені особливості улаштування та експлуатації безбаластного мостового полотна на сучасному етапі. Визначені необхідні для досягнення мети роботи завдання та методи досліджень, прилади та обладнання. Виконаний аналіз сучасних досліджень дозволив зробити висновки про доцільність використання жорсткого прокладного шару, який дозволить зменшити напруження у всіх елементах мостового полотна, і у зв'язку з цим подовжити їх довговічність.

Базуючись на використанні сучасних матеріалів, є висновок про можливість використання, як і полімеркомпозиційних матеріалів на основі епоксидної смоли, так і неорганічних матеріалів на основі цементів.

Але запропоноване раніше конструктивно-технологічне рішення полімеркомпозиційного прокладного шару забезпечує набагато більшу довговічність прокладного шару, плит БМП і мостового полотна в цілому. Проте технологія улаштування такого шару поки що залишається недосконалою, оскільки передбачає використання доволі складної комплексної опалубки, що ускладнює її застосування та потребує використання доволі складної комплексної опалубки, що ускладнює її застосування.

Удосконалена технологія улаштування нового полімеркомпозиційного прокладного шару під збірним та збірно-монолітним залізобетонним безбаластним мостовим полотном збільшить довговічність конструкції верхньої будови колії та підвищить її надійність, виключить необхідність у «вікнах» для виконання ремонтних робіт з заміни прокладного шару.

Тому були розроблені власні рецептури сумішей УкрДАЗТ полімерцеце-

нтного композиту для наливного прокладного шару безбаластного мостового полотна із доступних матеріалів (табл. 4.1): - полімерцементна суміш, що містить портландцемент, пісок дрібно-зернистий і добавки: суперпластифікатор СП-1, прискорювач хлорид кальцію, стабілізатор ефір крохмалю, полівінілацетатну емульсію (або редиспергований полімерний порошок); - цементно-піщана суміш, що містить портландцемент, пісок дрібнозернистий і багатокомпонентну комплексну хімічну добавку [57].

Таблиця 4.1

Власні рецептури УкрДАЗТ

Характеристика	Од. вимір.	Величина для складу композиту, №			
		1	2	3	4
Вміст:					
ПЦ І-500	мас. ч.	1	1	1	1
Вапнякове борошно	«		0,5		
Пісок, $M_k = 1,1$ (*2,6)	«	0,55	0,82	0,61	1,18*
Вода	«	0,285	0,427	0,372	0,34
СП-1	мас. % ПЦ	0,6	0,9		
БКХД	«			5	5
ХК	«	1	1,5		
ПВАЕ	«	1	1,5		
КМ	«	0,03	0,045		
Розтічність	см	25	17,5	13,5	17,5
Міцність на стиск:					
через 1 добу	МПа	12	6,8	10,6	7,4
через 28 діб	«	44,5	20,6	20,4	24,3

Склад 1 – полімерцементний з добавкою прискорювачем твердіння і дрібнозернистим піском:

- портландцемент ПЦ І-500 – 2,246 кг;
- добавка суперпластифікатор С-3 – 13,47 г;
- добавка прискорювач твердіння хлорид кальцію ХК – 22,455 г;
- добавка стабілізуюча крохмаль модифікований КМ – 0,67 г;
- полівінілацетатна емульсія ПВАЕ – 22,455 г;
- пісок кварцовий з модулем крупності 1,1 – 1,233 кг;
- вода – 0,639 кг.

Послідовність приготування: спочатку в ємкість для приготування розчину

заливали потрібну кількість води, в яку вводили добавки С-3, ХК, КМ, ПВАЕ і розмішували до візуально однорідного розчину. У розчин при постійному перемішуванні вводили попередньо змішані пісок з цементом. Всю суміш перемішували не менше 5 хвилин.

Після перемішування визначали легкоукладальність суміші (розтікання за віскозиметром Суттарда, склало 0 см) і формували з неї зразки-балочки 16×4×4 см (зразки 1.1–1.6).

Для досягнення потрібного розтікання в суміш такого ж складу додали 150 г води. Отримано розтікання 25 см (склад 1а, зразки-балочки №. 1.7 - 1.12).

Через 2 години після приготування суміші закінчення тужавлення і можливості розпалублення обох складів не спостерігалось. Розшарування суміші не виявлено.

Зразки - балочки випробували з визначенням міцності на згин та стиск на 1, 7 і 28 добу твердіння. Результати досліджень наведені в табл. 4.2.

Склад 2 – полімерцементний з добавкою прискорювачем твердіння, карбонатним наповнювачем і дрібнозернистим заповнювачем з модулем крупності 1,1:

- портландцемент ПЦ І-500 – 1,497 кг;
- карбонатний наповнювач вапнякова мука – 0,749 кг;
- добавка суперпластифікатор С-3 – 13,47 г;
- добавка прискорювач твердіння хлорид кальцію ХК – 22,455 г;
- добавка стабілізуюча крохмаль модифікований КМ – 0,67 г;
- полівінілацетатна емульсія ПВАЕ – 22,455 г;
- пісок кварцовий з модулем крупності 1,1 – 1,233 кг;
- вода – 0,639 кг.

Результати досліджень власних рецептур полімерцементних і цементних розчинів

№ зразка	Назва складу	Розтікання, см	Густина, г/см ³	Термін твердіння, діб	Міцність на згин				Міцність на стиск			
					Руйнівна сила $F_{зг}$, кгс	Міцність зразка		Середня $R_{зг}$, МПа	Руйнівна сила $F_{ст}$, кг	Міцність зразка		Середня $R_{ст}$, МПа
						кг/см ²	МПа			кг/см ²	МПа	
1.1	Склад 1	0	1,89	1	220	103	10	10,0	3200	160	16,0	16,0
1.2					210	98	10		3180	159	15,9	
1.3				7	350	164	16	16,0	6700	335	33,5	34,2
1.4					340	159	16		6960	348	34,8	
1.5				28	280	131	13	13,5	8320	416	41,6	43,8
1.6					290	136	14		9000	450	45,0	
1.7	Склад 1а (з додатковою кількістю води)	25	1,86	1	170	80	8	8,0	2560	128	12,8	12,0
1.8					170	80	8		2240	112	11,2	
1.9				7	300	141	14	14,0	6300	315	31,5	31,0
1.10					280	131	13		6100	305	30,5	
1.11				28	280	131	13	12,5	8880	444	44,4	44,5
1.12					260	122	12		8920	446	44,6	
2.1	Склад 2 (з карбонатним наповнювачем)	0	1,93	3	140	66	7	7,0	1600	80	8,0	8,5
2.2					150	70	7		1800	90	9,0	
2.3				7	200	94	9	9,0	4400	220	22,0	21,2
2.4					200	94	9		4080	204	20,4	
2.5				28	320	150	15	16,0	6000	300	30,0	30,3
2.6					350	164	16		6130	307	30,7	
2.7	Склад 2 (з додатковою кількістю води)	17,5	1,84	3	120	56	6	5,0	1500	75	7,5	6,8
2.8					100	47	5		1210	61	6,1	
2.9				7	160	75	8	8,0	2350	118	11,8	13,1
2.10					180	84	8		2880	144	14,4	
2.11				28	260	122	12	12,0	4000	200	20,0	20,6
2.12					260	122	12		4220	211	21,1	

Послідовність приготування: спочатку в ємкість для приготування розчину заливали потрібну кількість води, в яку вводили добавки С-3, ХК, КМ, ПВАЕ і розмішували до візуально однорідного розчину. У розчин при постійному перемішуванні вводили попередньо змішані пісок, наповнювач і цемент. Всю суміш перемішували не менше 5 хв.

Після перемішування визначали легкоукладальність суміші (розтікання за віскозиметром Суттарда, склало 0 см) і формували з неї зразки-балочки 16×4×4 см (зразки 2.1–2.6).

Для досягнення потрібного розтікання в суміш такого ж складу додали 250 г води. Отримано розтікання 17,5 см (склад 2а, зразки 2.7–2.12).

Через 2 години після приготування суміші закінчення тужавлення і можливості розпалублення обох складів не спостерігалось. У зв'язку з цим не було можливості випробувати зразки-балочки на 1 добу. Візуально розшарування суміші не виявлено.

Зразки балочки випробували з визначенням міцності на згин та стиск на 3, 7 і 28 добу твердіння. Результати досліджень наведені в табл. 4.2.

Склад 3 – цементний з багатокомпонентною комплексною хімічною добавкою і дрібнозернистим піском:

- портландцемент ПЦ І-500 – 1,998 кг;
- багатокомпонентна комплексна хімічна добавка БКХД – 99,9 г;
- пісок кварцовий з модулем крупності 1,1 – 1,221 кг;
- вода – 0,743 кг.

Послідовність приготування: спочатку в ємкість для приготування розчину заливали потрібну кількість води, в яку вводили БКХД і розмішували до візуально однорідного розчину. У розчин при постійному перемішуванні вводили попередньо змішані пісок з цементом. Всю суміш перемішували не менше 5 хв.

Після перемішування визначали легкоукладальність суміші (розтікання за віскозиметром Суттарда склало 13,5 см) і формували з неї зразки-балочки 16×4×4 см (зразки 3.1–3.4).

Для досягнення потрібного розтікання в суміш такого ж складу додали

100 г води. Отримано розтікання 22 см (склад 3а, зразки 2.5–2.8).

Через 2 години після приготування суміші закінчення тужавлення і можливості розпалублення обох складів не спостерігалось. Закінчення тужавлення і можливість розпалублення спостерігались через 3–4 год. Візуально розшарування суміші не виявлено.

Зразки балочки випробували з визначенням міцності на згин та стиск на 1 і 7 добу твердіння. Результати досліджень наведені в табл. 4.3.

Склад 4 – цементний з багатокомпонентною комплексною хімічною добавкою і крупнозернистим піском:

- портландцемент ПЦ І-500 – 1,663 кг;
- багатокомпонентна комплексна хімічна добавка БКХД – 83,13 г;
- пісок кварцовий з модулем крупності 2,6 – 1,956 кг;
- вода – 0,567 кг.

Послідовність приготування: спочатку в ємкість для приготування розчину заливали потрібну кількість води, в яку вводили МКХД і розмішували до візуально однорідного розчину. У розчин при постійному перемішуванні вводили попередньо змішані пісок з цементом. Всю суміш перемішували не менше 5 хв.

Після перемішування визначали легкоукладальність суміші (розтікання за віскозиметром Суттарда, склало 14,5 см) і формували з неї зразки-балочки 16×4×4 см (зразки 4.1–4.4).

Для досягнення потрібного розтікання в суміш такого ж складу додали 20 г води. Отримано розтікання 17,5 см (склад 3а, зразки 2.5–2.8).

Через 2 години після приготування суміші закінчення тужавлення і можливості розпалублення обох складів не спостерігалось. Закінчення тужавлення і можливість розпалублення спостерігались через 2,5 год. Візуально розшарування суміші не виявлено.

Зразки-балочки випробували з визначенням міцності на згин та стиск після 1 і 7 добу твердіння. Результати досліджень наведені в табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Результати досліджень власних рецептур полімерцементних

і цементних розчинів

№ зразка	Назва складу	Розтікання, см	Густина, г/см ³	Вік зразка, діб	Міцність на згин			Міцність на стиск		
					Руйнівна сила $F_{зг}$, кгс	Зразка, кгс/см ²	Середня $R_{зг}$, МПа	Руйнівна сила $F_{ст}$, кг	Зразка, кгс/см ²	Середня $R_{ст}$, МПа
3.1	Склад 3	13,5	1,91	1	190	89	9	3060	153	15,3
3.2				7	300	141	14	5100	255	25,5
3.3	Склад 3а (з додатковою кількістю води)	22	1,84	1	160	75	8	2120	106	10,6
3.4				7	280	131	13	4800	240	24,0
4.1	Склад 4	14,5	1,93	1	180	84	8	1840	92	9,2
4.2				7	290	136	14	5000	250	25,0
4.3	Склад 4а (з додатковою кількістю води)	17,5	1,88	1	160	75	8	1480	74	7,4
4.4				7	280	131	13	4860	243	24,3

4.2 Дослідження деформативних характеристик полімеркомпозиційних та цементно-водних сумішей для прокладного шару

Дослідженням піддали наступні матеріали:

- полімерцементну суміш Emaco Fast Fluid;
- полімерцементну суміш SikaGrout-316;
- епоксидну композицію Sikadur-42 HE;
- силікатно-уретанову композицію ГеоФлекс+;
- склади власних розробок УкрДАЗТ.

Результати дослідження деформативності сумішей і композицій через 1 і 7 діб їх твердіння наведені у табл. 4.4 і на рис. 4.5-5.2. За результатами досліджень для кожного матеріалу після 1 і 7 діб твердіння було визначено модуль пружно-пластичних деформацій (табл. 4.5).

Залежність показань індикаторів годинникового типу від навантаження при дослідженні деформативності досліджуваних матеріалів

Матеріал	Навантаження, тс	Показання індикатора № при випробуванні матеріалу після твердіння протягом							
		1 доби				7 діб			
		1	2	3	4	1	2	3	4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Emaco Fast Fluid	0	191	67	456	102	129	88	481	92,5
	2	190	68,5	471	101,5	130	89,5	481,5	93
	4	189	70,5	487,5	101	134	91	482	93,5
	6	187	72,5	500	100	138	92,5	482	93,5
	8	185	74,5	510,5	99	140	93,5	481,5	93,5
	10	151	81,5	580	95	141	94,5	481,5	93,5
	12	–	–	–	–	142	95	481,5	93,5
	14	–	–	–	–	142	96	481,5	93
	16	–	–	–	–	143	96,5	481,5	93,5
	18	–	–	–	–	143	97	481,5	93,5
	20	–	–	–	–	145	96	481	91,5
	22	–	–	–	–	149	95	481	91,5
	24	–	–	–	–	156	92	481	91,5
	26	–	–	–	–	159	92	481	91
	28	–	–	–	–	168	91	481	90
	30	–	–	–	–	179	91,5	481,5	88
32	–	–	–	–	205	95,5	481	85	
34	–	–	–	–	230	102	481	84	
SicaGrout 316	0	445	33	715	17	572	11	481	15
	2	460	33	720	19	575	11,5	481	15
	4	479	33,5	732	22	579	12,5	481	15
	6	490	34	742	23	581	13,5	481,5	15
	8	500	34,5	764	26	583	15	481,5	14,5
	10	509	35,5	782	28	587	16,5	482	14
	12	514	37	810	29	592	17,5	482,5	14
	14	532	37	840	33	–	–	–	–
	16	–	–	–	–	600	20,5	488	13,5
	18	–	–	–	–	602	21,5	494	13
	20	–	–	–	–	605	23	499	12,5
	22	–	–	–	–	612	24	499	12
	24	–	–	–	–	630	23	493	12
26	–	–	–	–	642	20	464	12	
28	–	–	–	–	640	19	464	12	

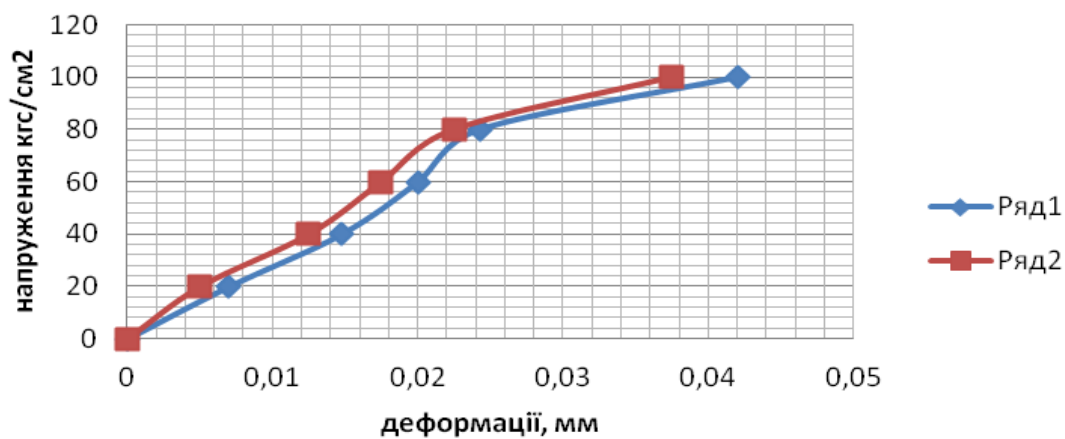
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sicadur-42 HE	0	365	74	756	58	202	46	157	80
	2	375	75	756	58	198	47	175	80
	4	382	76,5	759	57	198	48,5	193	80
	6	391	77,5	762	57	198	50	208	80
	8	399	78,5	765	57	202	51	216	80,5
	10	407	79,5	768,5	57	205	52	223	81
	12	414	80,5	771,5	57	208	52,5	229	81
	14	422	81	770	57	212	53	233	81
	16	430	82	771	57	217	54	237	81
	18	438	82,5	773	57	223	55	240,5	81
	20	444	83	773	57	228	55,5	244	81
	22	447	83	773	57	233	56,5	247	81
	24	449	83	773,5	57	239	57	249	81,5
	26	454	83,5	774	57	244	57,5	251	81,5
	28	–	–	–	–	249	58,5	254,5	81,5
	29	490	84,5	775	57	–	–	–	–
	30	493	84,5	775,5	57	254	59	256,5	82
	32	–	–	–	–	260	60	260	82
	34	–	–	–	–	265	60,5	263	82
46	544	89	776	58,5	–	–	–	–	
ГеоФлекс+	0	102	56	334	111	142	142	178	65
	2	666	221	440	104	156	156	419	94
	4	958	283	631	98	498	177	938	142
	6	–	365	990	90	–	230	–	220
	8	–	560	–	82	–	339	–	370
	10	–	940	–	55	–	515	–	585
	12	–	–	–	–	–	640	–	732
Склад 1а влас- них розробок УкрДАЗТ	0	0	84	0	98	48	49	75	23,5
	2	2	86	2	99	48,5	51	76	25
	4	3	86	3	100	48,5	51	77	24,5
	6	3	85	4	102	48,5	51,5	77,5	25
	8	3	85	6	105	48,5	51,5	78,5	26
	10	4	86	8	108	49	52	79,5	26,5
	12	–	–	–	–	49	52	80,5	27
	14	–	–	–	–	49,5	52,5	81,5	28,5
	16	–	–	–	–	50	53,5	82	29
	18	–	–	–	–	50	54,5	83	30,5
	20	–	–	–	–	50,5	54,5	84,5	31,5
	22	–	–	–	–	51	54,5	86	33
	24	–	–	–	–	51	55,5	87	34
	26	–	–	–	–	51,5	56	88,5	35
	28	–	–	–	–	51,5	57,5	90,5	36,5
30	–	–	–	–	52,5	58	91	38	

Деформативні властивості композитів для прокладного шару БМП

Матеріал	Густина, кг/м ³	Модуль деформації, МПа, у віці, діб:	
		1	7
SikaGrout-316	2220	10000	45000
Emaco Fast Fluid	2200	25000	25000
Sikadur-42 HE	2140	25000	25000
Склад 1	2000	9010	24565
Геофлекс+	1330	250	500

Матеріали в табл. 4.5 наведені у порядку зменшення кількості мінеральної та збільшення полімерної складових. Із табл. 4.5 видно, що зі зменшенням вмісту мінеральної та збільшенням полімерної складових модуль деформації композиції знижується.

Абсолютні деформації Emaco fast fluid



Відносні деформації Emaco fast fluid

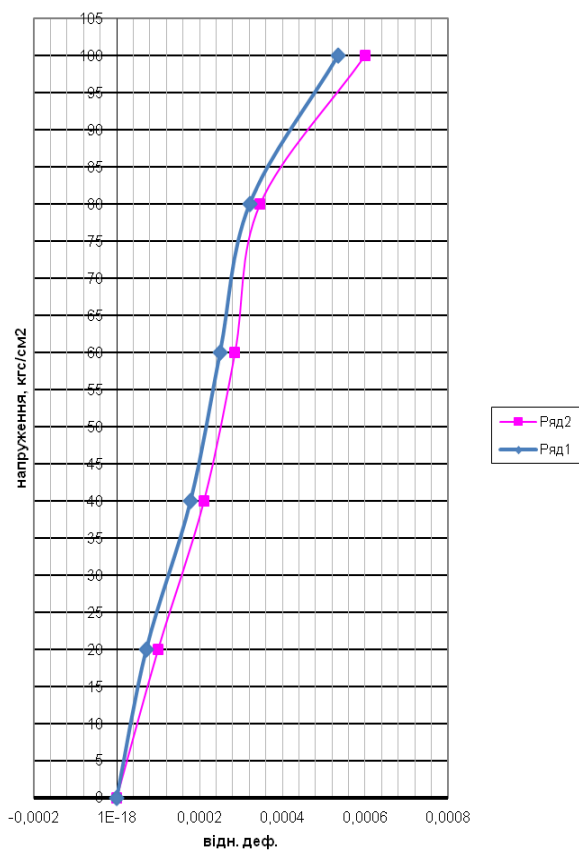


Рис. 4.1 Залежність абсолютних і відносних деформацій суміші Emaco Fast Fluid від стискаючого напруження через 1 добу твердіння

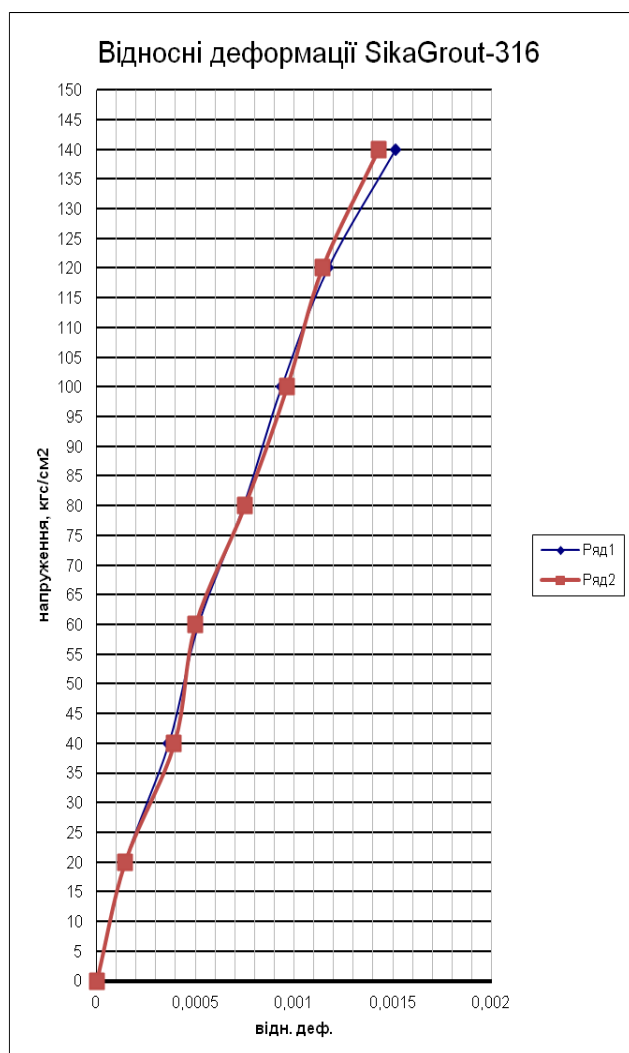
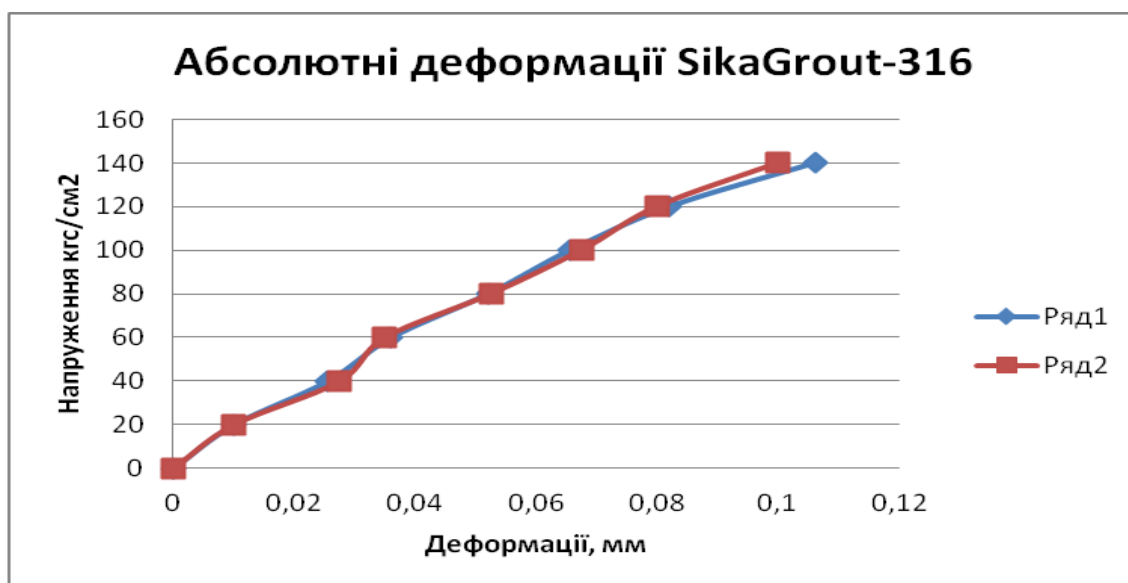


Рис. 4.2 Залежність абсолютних і відносних деформацій суміші SikaGrout-316 від стискаючого напруження через 1 добу твердіння

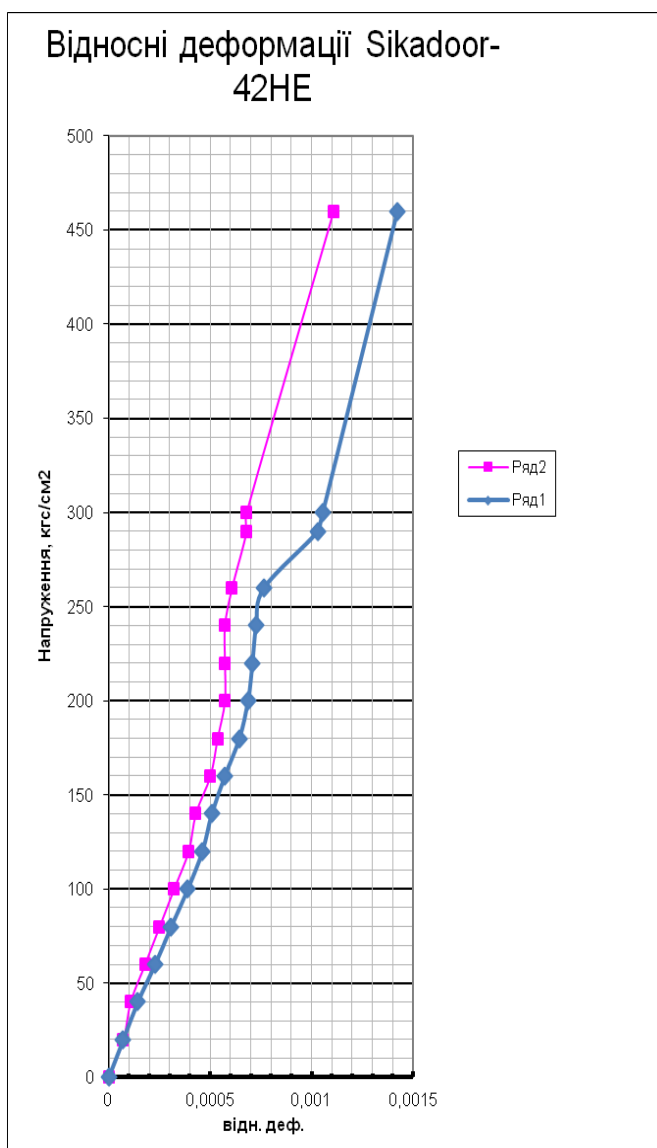
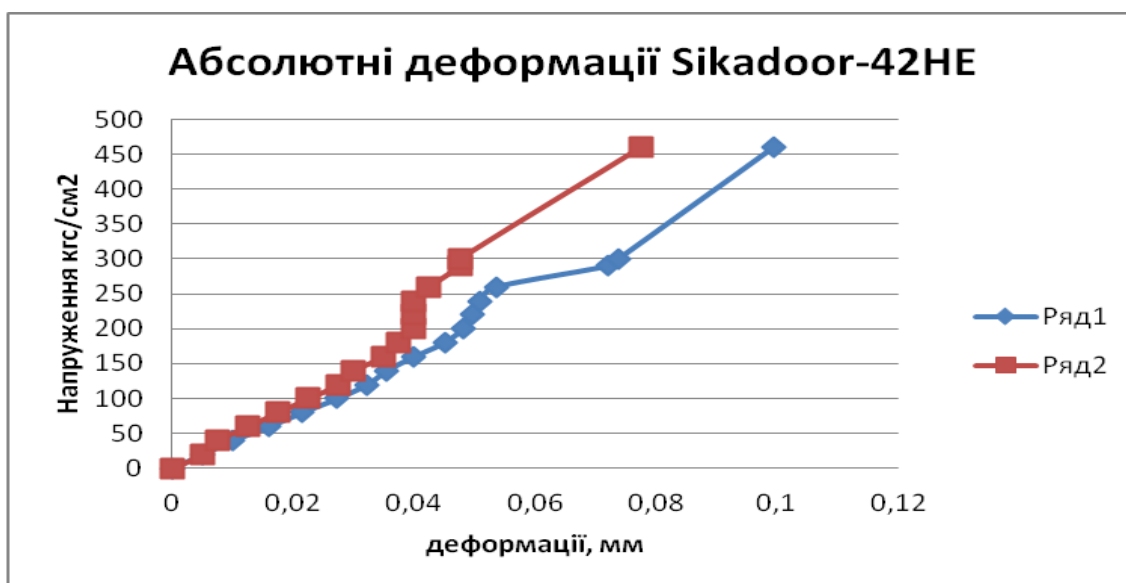


Рис. 4.3 Залежність абсолютних і відносних деформацій композиції Sikadur-42 HE від стискаючого напруження через 1 добу твердіння

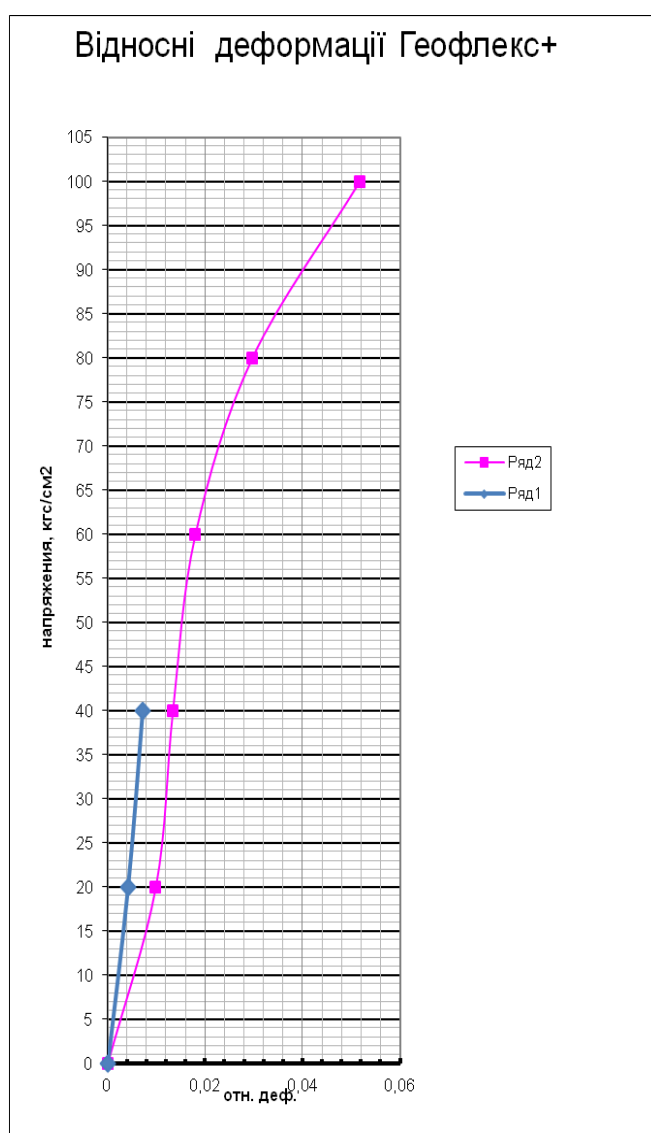
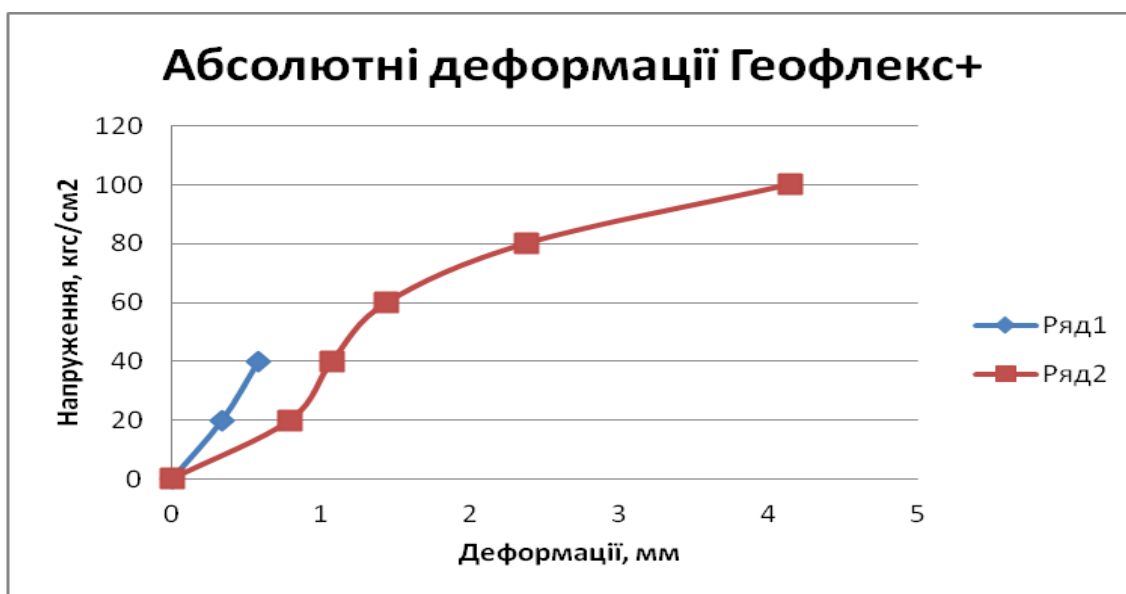


Рис. 4.4 Залежність абсолютних і відносних деформацій композиції ГеоФлекс+ від стискаючого напруження через 1 добу твердіння

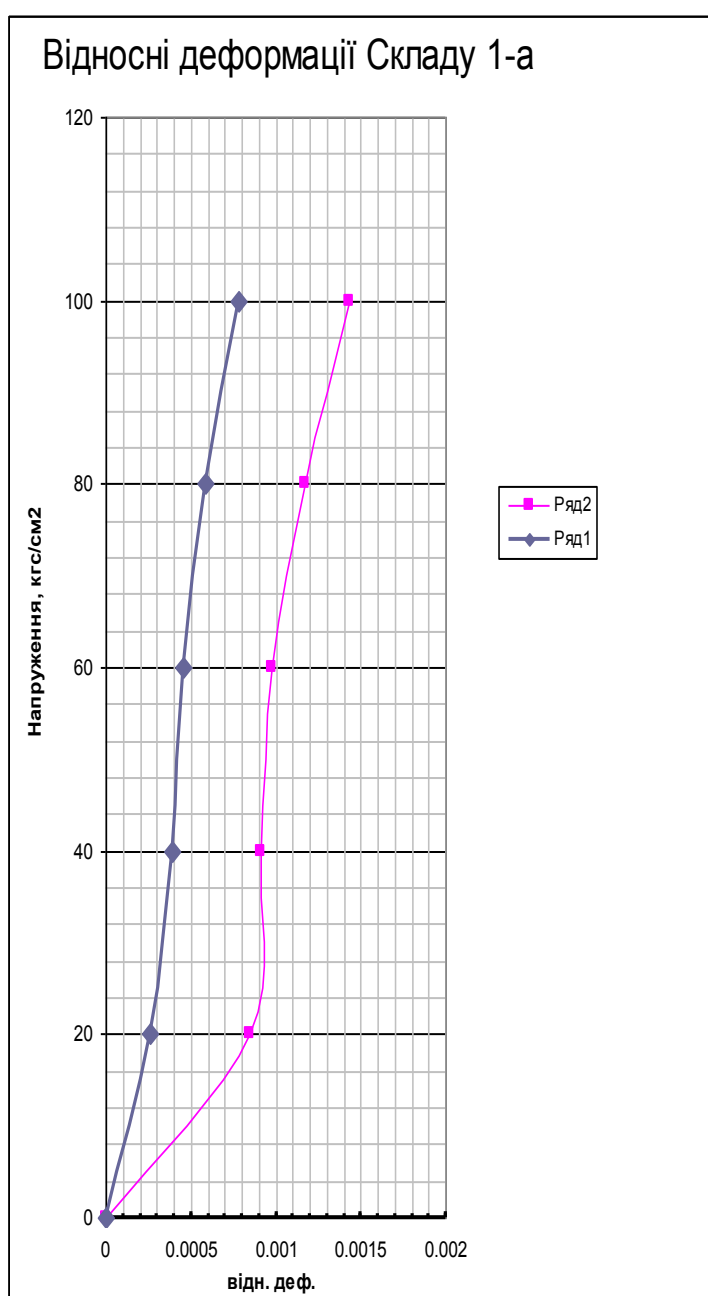
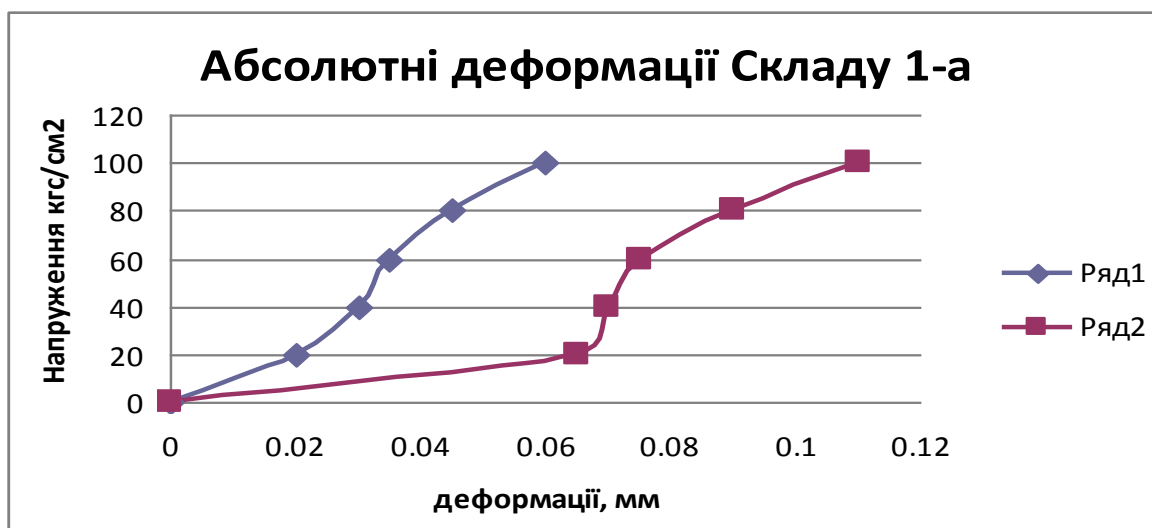


Рис. 4.5 Залежність абсолютних і відносних деформацій власних розробок УкрДУЗТ складу 1-а від стискаючого напруження через 1 добу твердіння

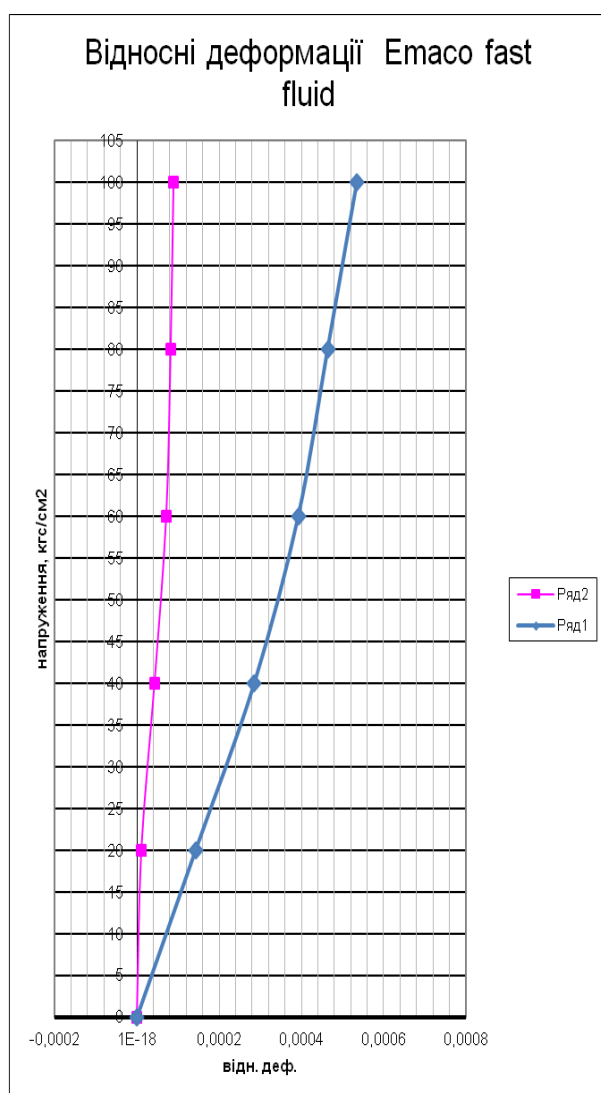
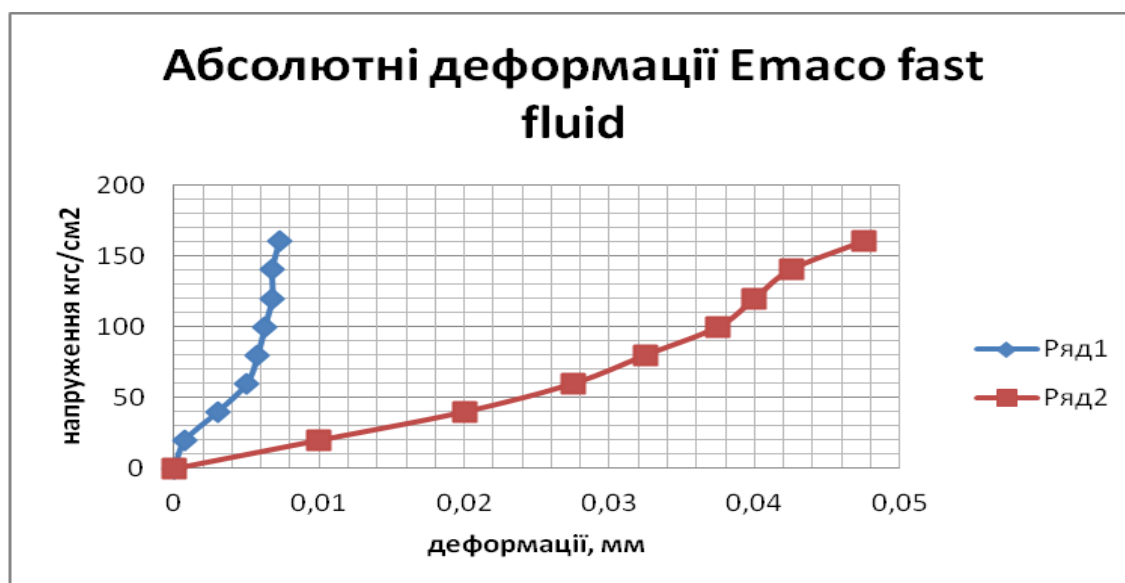


Рис. 4.6 Залежність абсолютних і відносних деформацій суміші Emaco Fast Fluid від стискаючого напруження через 7 діб твердіння

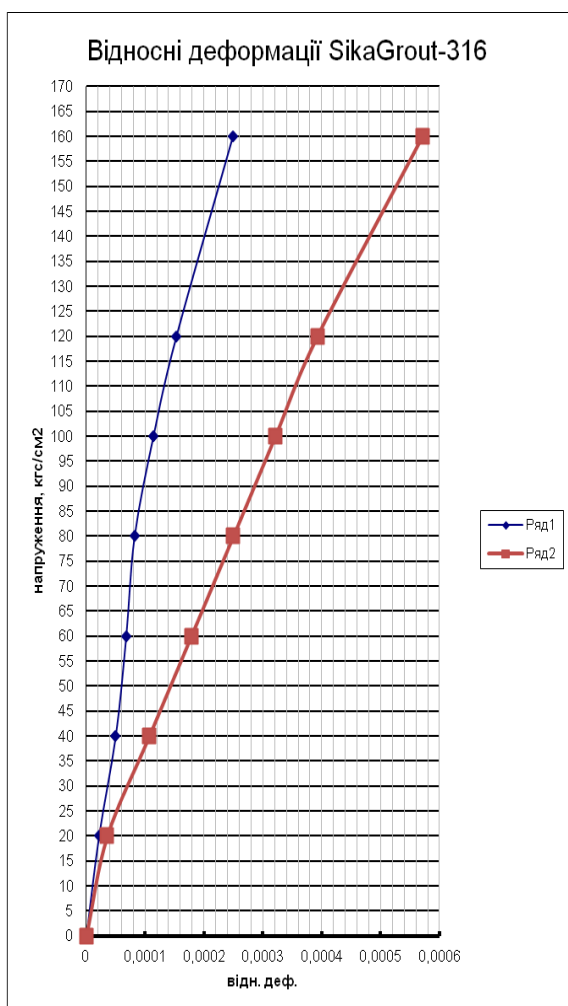
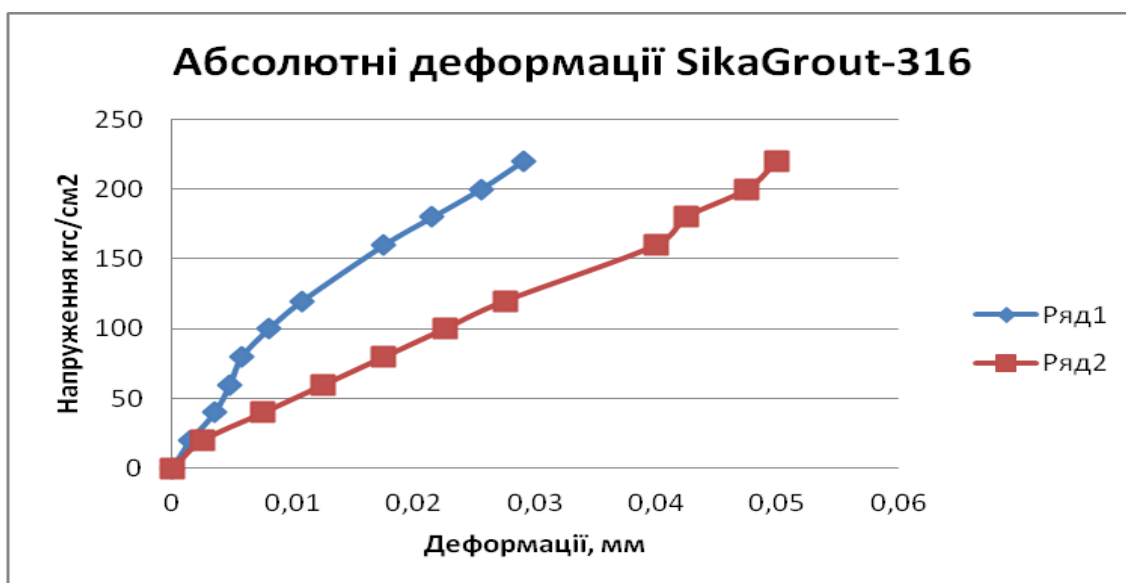


Рис. 4.7 Залежність абсолютних і відносних деформацій суміші SikaGrout-316 від стискаючого напруження через 7 діб твердіння

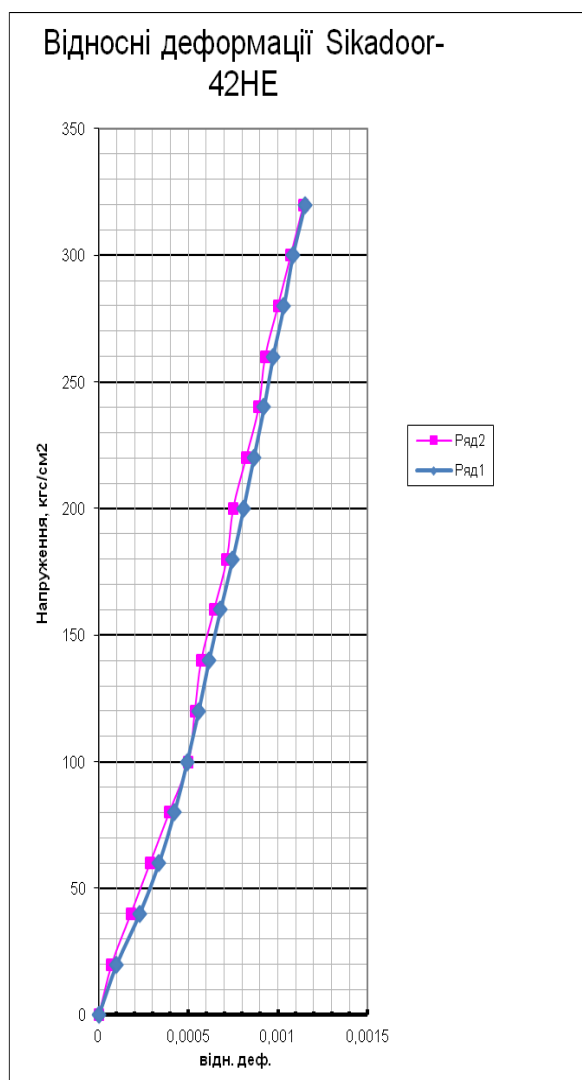
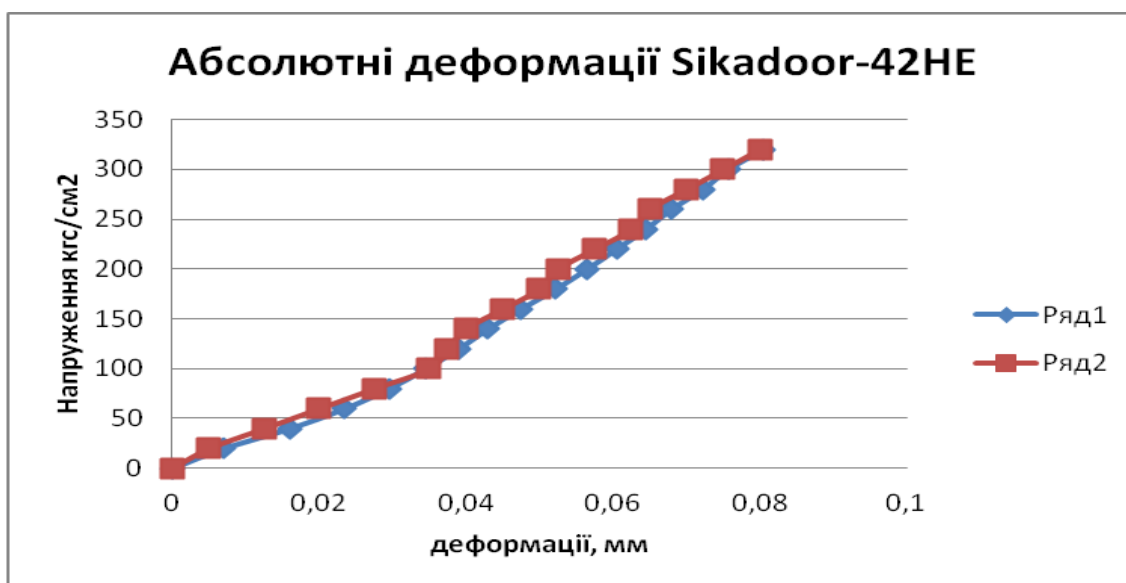


Рис. 4.8 Залежність абсолютних і відносних деформацій композиції Sikadur-42 HE від стискаючого напруження через 7 діб твердіння

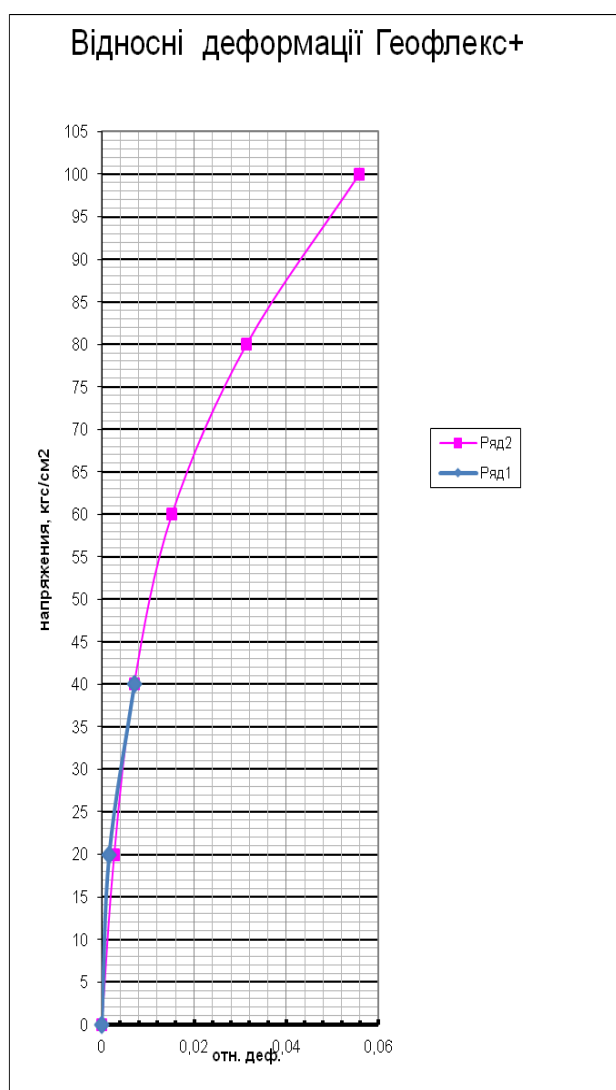
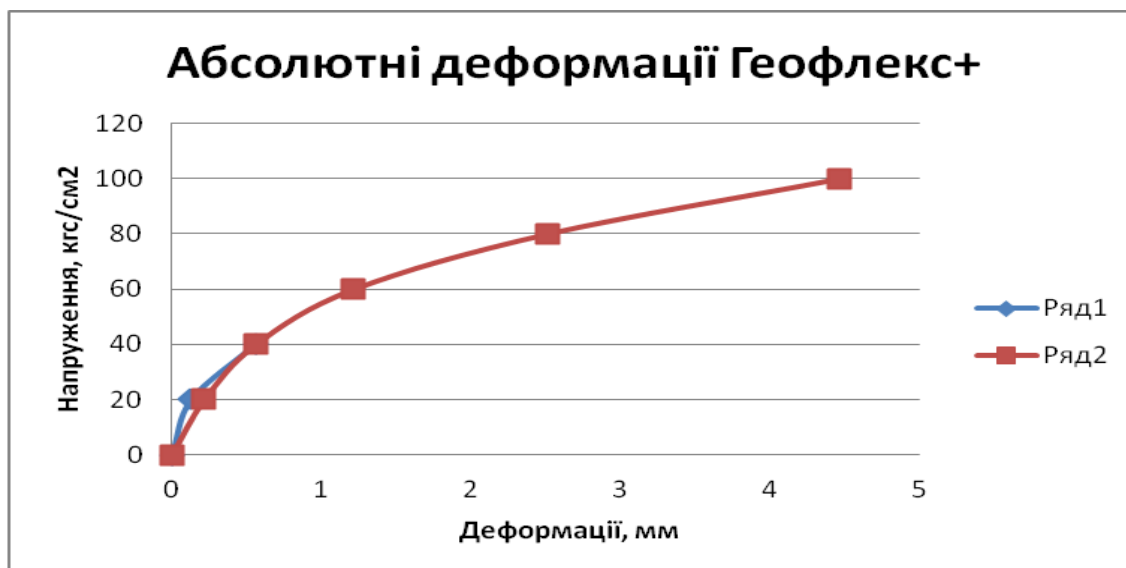


Рис. 4.9 Залежність абсолютних і відносних деформацій композиції ГеоФлекс+ від стискаючого напруження через 7 діб твердіння

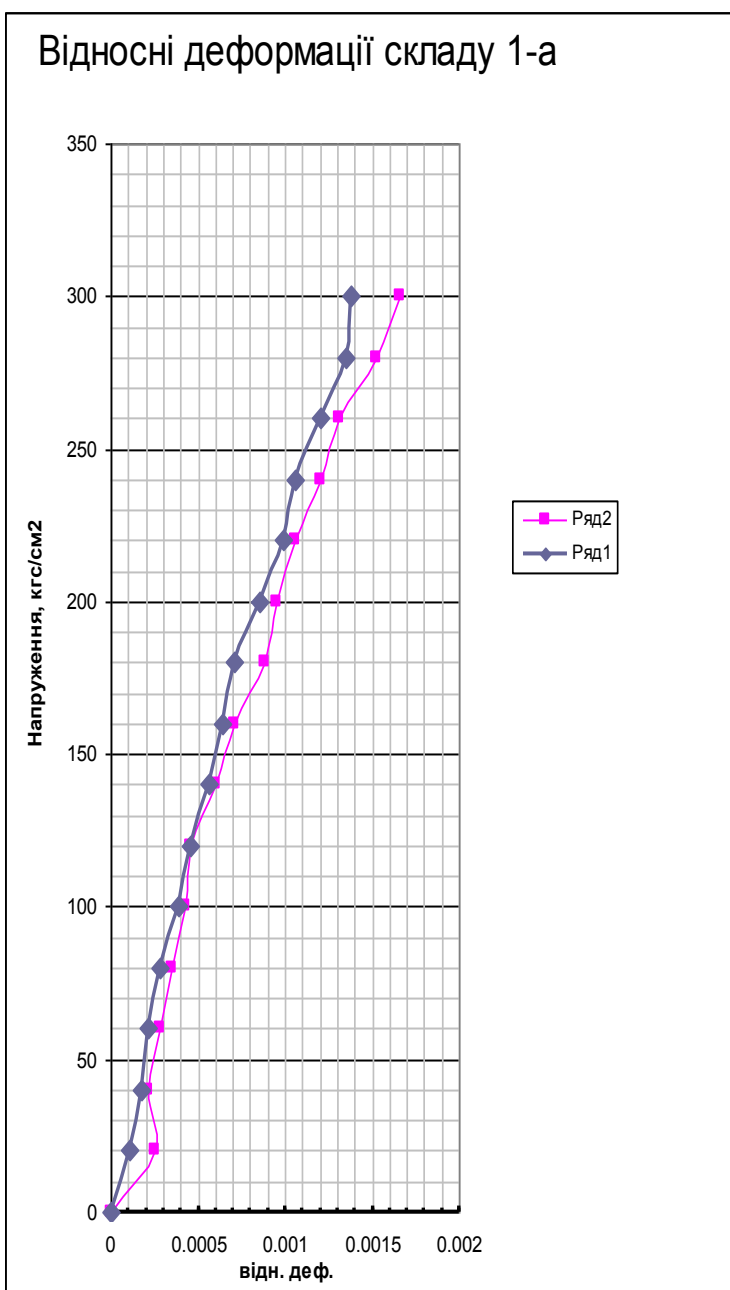
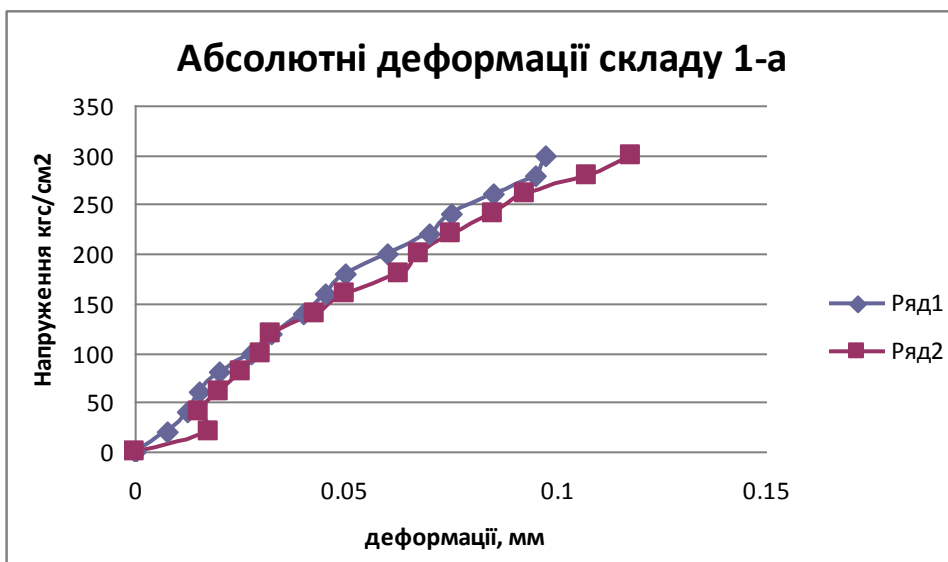


Рис. 4.10 Залежність абсолютних і відносних деформацій власних розробок УкрДУЗТ складу 1-а від стискаючого напруження через 7 діб твердіння

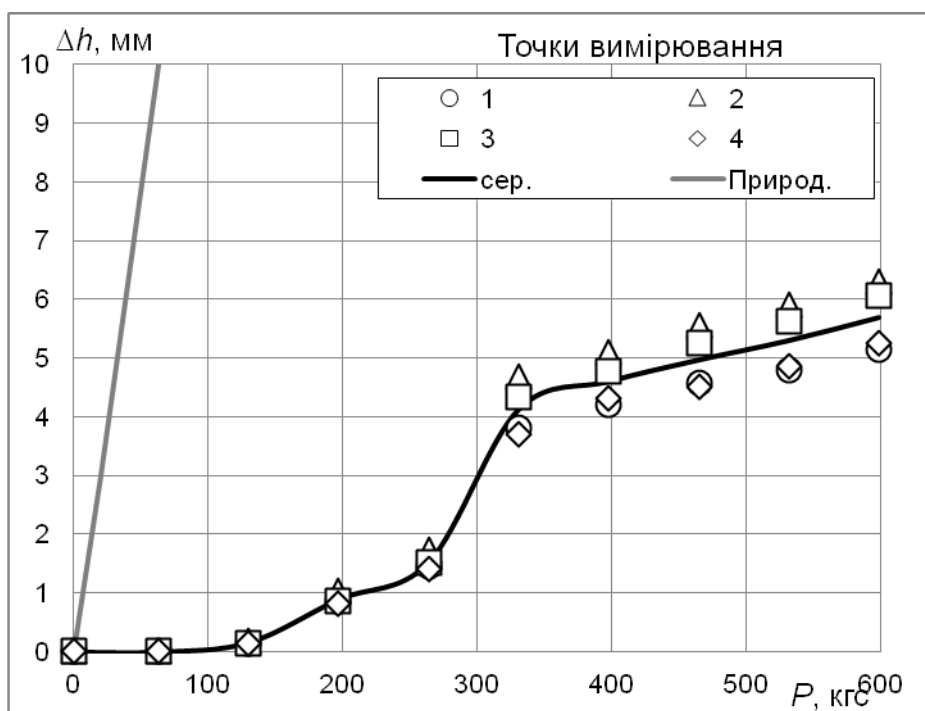
4.2 Експериментальні дослідження деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту на моделі

4.2.1 Статичні випробування моделей ґрунтополімерного композиту

За результатами статичного випробування побудували діаграми сила – переміщення, напруження – переміщення, напруження – відносна деформація, за якими визначають величини модуля деформації ґрунту.

Результати випробування наведені на рис. 4.11 – 4.13 у вигляді графіків залежності абсолютної деформації моделі Δh від навантаження P і відносної деформації ε від стискаючого напруження σ . Як видно із рис. 4.11 і 4.12, деформації у різних точках вимірювань близькі між собою і необхідності їх відображати і опрацьовувати окремо немає. Графік залежності ε від σ більш універсальний та інформативний, ніж Δh від P . Тому далі будували графіки та аналізували залежності відносної деформації ε від стискаючого напруження σ , відображуючи на осі абсцис σ , а на осі ординат – ε .

Результати досліджень наведені у додатку В, графіки залежностей наведені на рис. 4.13–4.14.



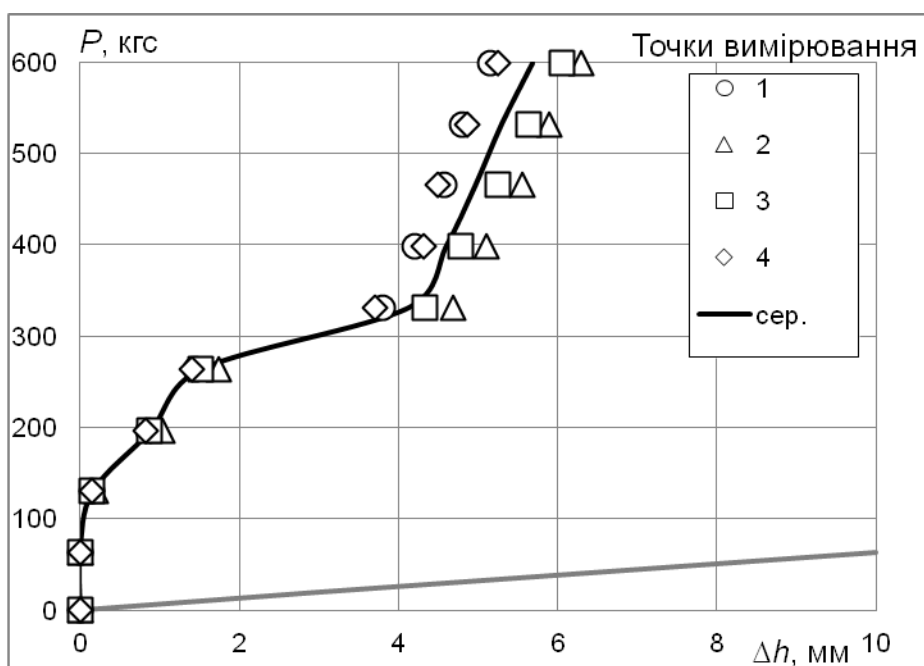
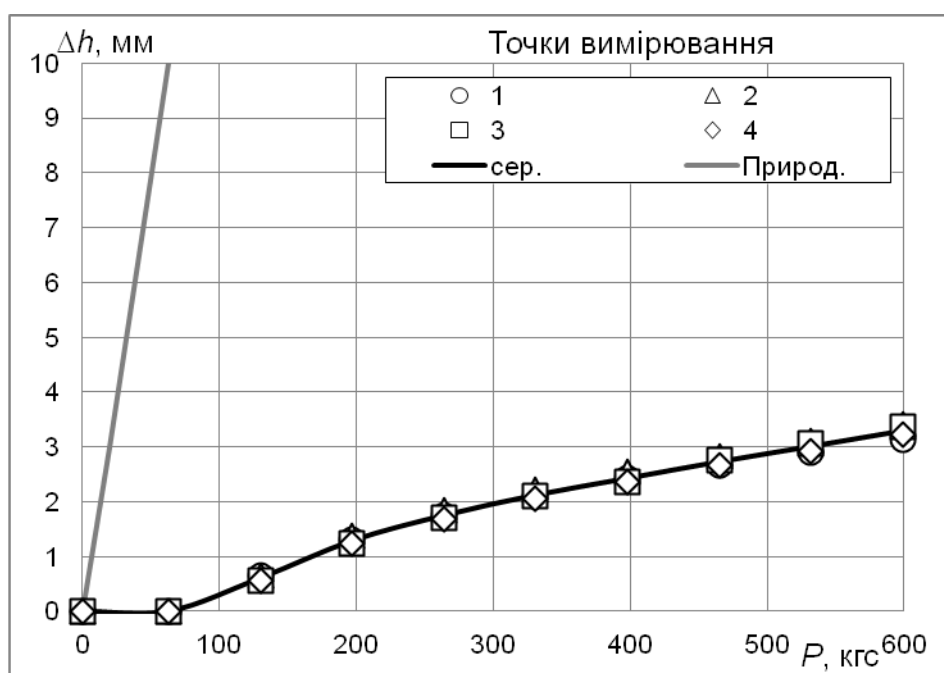


Рис. 4.11 Залежність абсолютної деформації моделі закріпленого ґрунту Δh від статичного навантаження P (завантаження 1). Для порівняння наведена така ж залежність для моделі П.1 незакріпленого ґрунту



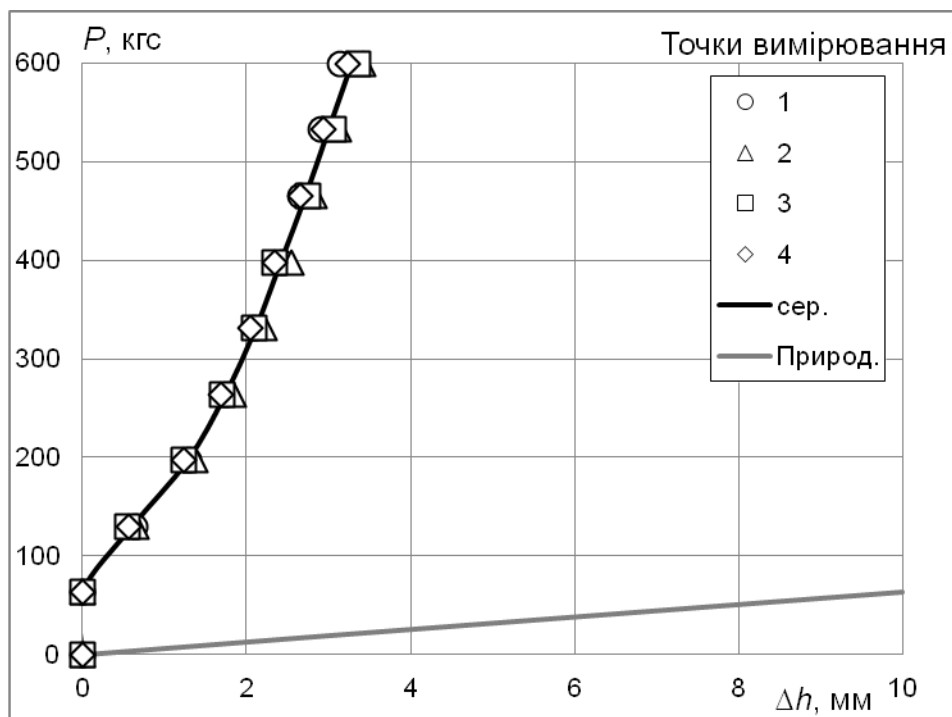
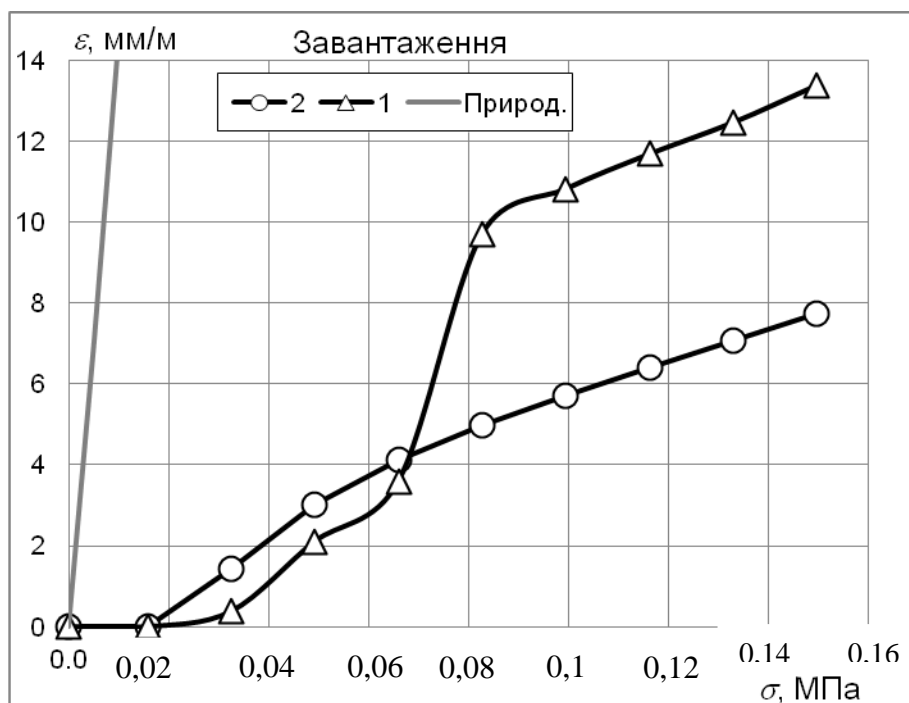


Рис. 4.12 Залежність абсолютної деформації моделі закріпленого ґрунту 3.1 Δh від статичного навантаження P (завантаження 2). Для порівняння наведена така ж залежність для моделі П.1 незакріпленого ґрунту



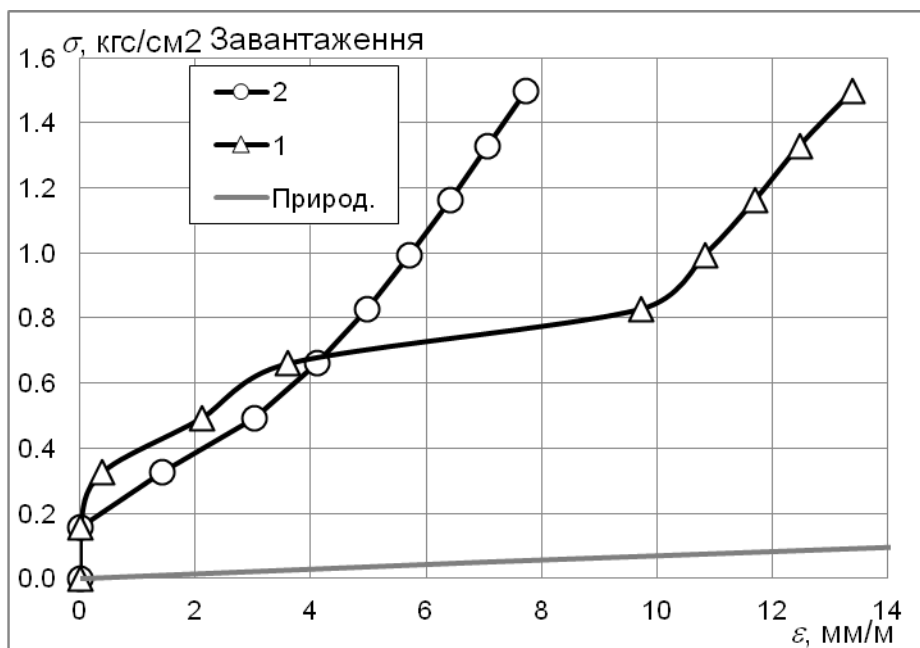


Рис. 4.13 Залежність відносної деформації ε моделей незакріпленого (умовно природного) ґрунту від напруження стиску σ (модель П.1, завантаження 1 і 2)

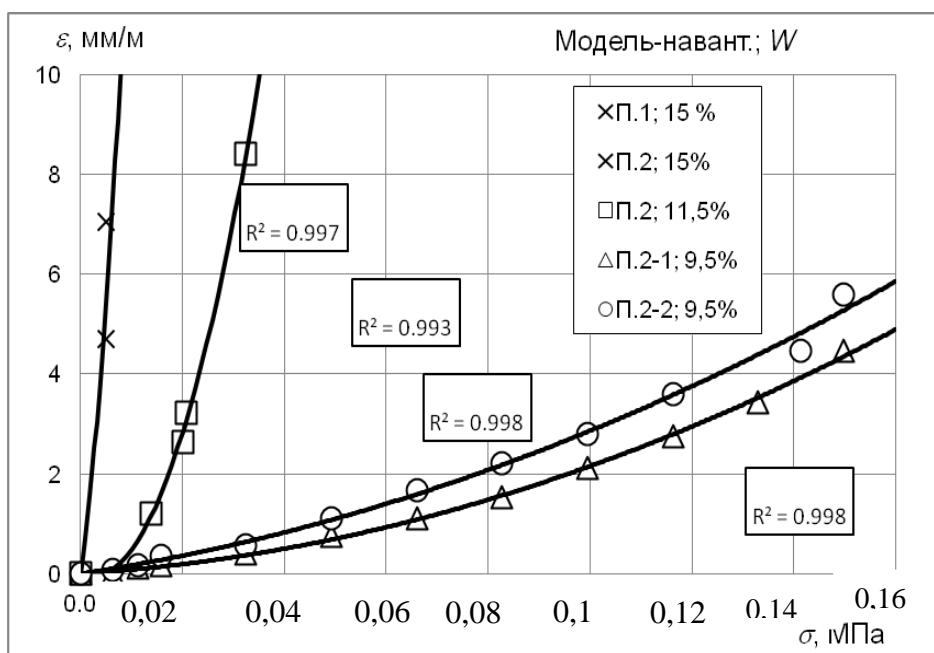


Рис. 4.14 Залежність відносної деформації ε моделей незакріпленого (умовно природного) ґрунту П.1, П.2 з різною вологістю W від стискаючого напруження σ . П.2-1 і П.2-2 відповідають 1 і 2 завантаженням моделі П.2

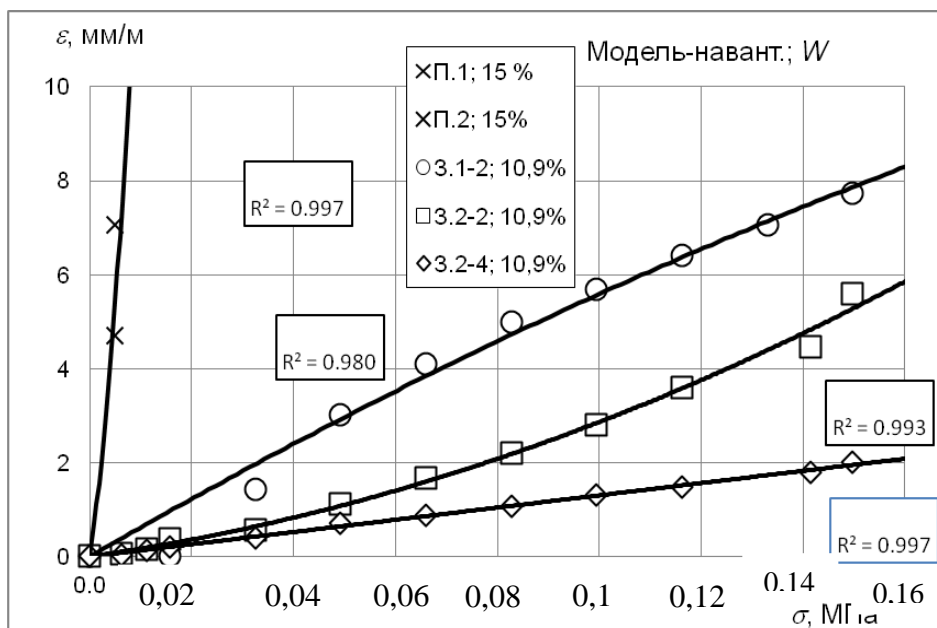


Рис. 4.15 Залежність відносної деформації ε моделей незакріпленого П.1, П.2 і закріпленого 3.1, 3.2 ґрунту від напруження стиску σ . 3.1-2, 3.2-2, 3.2-4 відносяться до відповідних завантажень

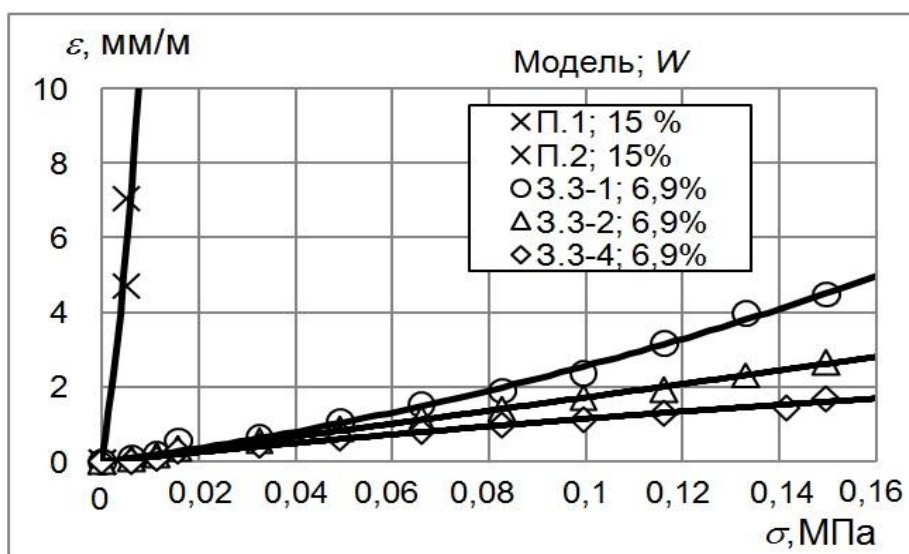


Рис. 4.16 Залежність відносної деформації ε моделей незакріпленого П.1, П.2 і закріпленого 3.1 ґрунту від стискаючого напруження σ . 3.3-1, 3.3-2, 3.3-4 відносяться до відповідних завантажень

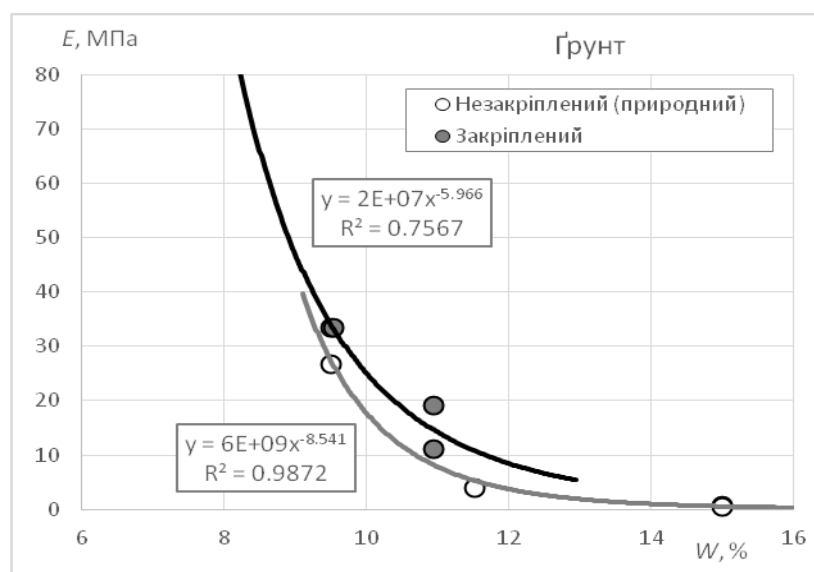
За результатами аналізу таблиці у додатку В і рис. 4.10–4.16 визначено величини модуля деформації для кожного навантаження кожної моделі, побудовано графік його залежності від вологості ґрунту (табл. 4.6, рис. 4.17). На графіку залежності модуля деформації від вологості враховано тільки перше завантаження кожної моделі (у табл. 4.6).

Оціночні величини модуля деформації E незакріпленого (в умовно природному стані) і закріпленого ґрунту

Стан ґрунту	Модель	W , %	E , МПа
Природний	П.1	15	0,7
	П.2	15	0,5
		11,52	3,9
		9,5	33,5
		9,5	26,8
Закріплений	3.1	10,94	11,2 ¹
		10,94	19,4 ²
	3.2	10,94	19,2 ¹
		10,94	49,0 ²
		8,7	37,5 ¹
		8,7	74,9 ²
Закріплений	3.3	9,53	33,4 ¹
		9,53	56,2 ²
		6,85	58,3 ¹
		6,85	89,0 ²

¹Первинне навантаження моделі з обтисненням штампом поверхневого шару закріпленого ґрунту; ²Вторинне навантаження моделі після зняття первинного без видалення штамп

а)



б)

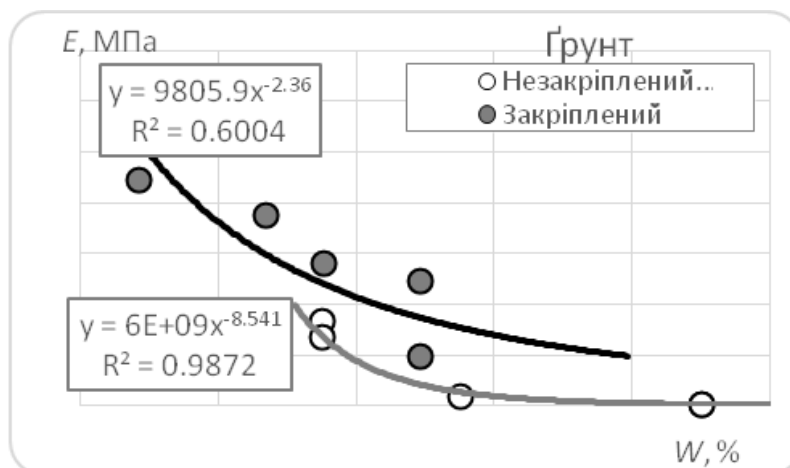


Рис. 4.17 Залежність модуля деформації E природного та закріпленого ґрунту від його вологості W : *a* – під час первинного навантаження моделі з обтисненням штампом поверхневого шару закріпленого ґрунту; *b* – під час вторинного навантаження моделі після зняття первинного без видалення штамп

Таблиця 4.7

Залежність від вологості W модуля деформації E природного (незакріпленого) і закріпленого ґрунту (супіску з границею пластичності 14 % і границею текучості 16 %) та коефіцієнту підвищення модуля деформації ґрунту від закріплення

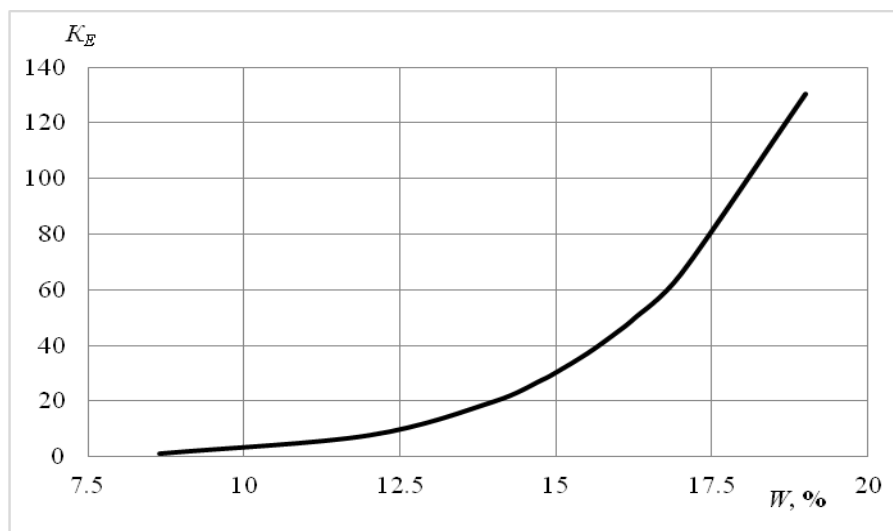
Вологість ґрунту W , %	Показник консистенції I_L	Стан ґрунту у природному (незакріпленому) стані	Модуль деформації ґрунту E , МПа		Коефіцієнт збільшення модуля деформації K_E від закріплення
			природного	закріпленого	
8,64	-1,79	твердий	60,30	60,43	1
12	-0,67	твердий	3,65	27,83	7,63
14,1	0	напівтвердий	0,98	19,35	19,8
14,75	0,25	напівтвердий	0,63	17,10	27,3
15	0,33	тугопластичний	0,54	16,44	30,3
15,5	0,50	тугопластичний	0,41	15,21	37,1
16	0,67	м'якопластичний	0,31	14,12	45,2
16,25	0,75	м'якопластичний	0,27	13,61	49,7
17	1	текучепластичний	0,19	12,23	65,7
19	1,67	текучий	0,07	9,41	130,6

Із табл. 4.7 і рис. 4.17 видно, що за сухого стану ґрунту (супіску) з вологістю, меншою 8,6 %, закріплення не збільшує його модуля деформації (не знижує деформативності). Для більш вологих ґрунтів відзначається збіль-

шення модуля деформації за рахунок закріплення, за вологості:

- 10 % – у 2,5 рази (від 17,3 до 42,8 МПа);
- 14 % (границя пластичності) – у 20 разів (від 0,98 до 19,4 МПа);
- 15 % (середина границь пластичного стану) – у 30 разів (від 0,54 до 16,4 МПа);
- 16 % (границя текучості) – від нульового значення до 12,2 МПа.

а)



б)

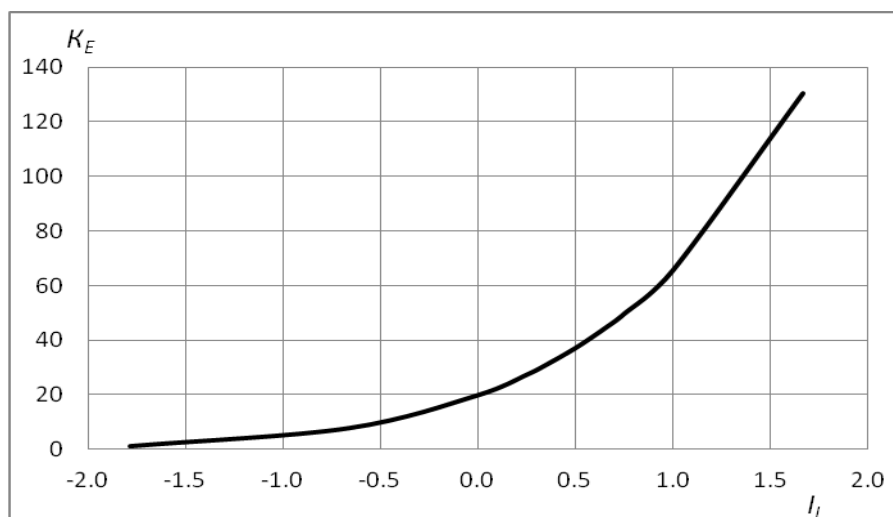


Рис. 4.18 Залежність коефіцієнту підвищення модуля деформації від закріплення K_E від характеристик ґрунту у природному стані: а – вологості W ; б – показником консистенції I_L

Порівняння отриманих величин K_E з показниками консистенції I_L дослідженого супіску дозволило зробити висновок, що K_E залежить від вологості

W та I_L та, отже, від вихідного (природного) стану ґрунту. Коефіцієнт підвищення модуля деформації K_E ґрунту від закріплення складе для ґрунтів консистенції:

- твердої – від 1 (ефекту немає) до 7;
- напівтвердої – від 7 до 27;
- тугопластичної – від 27 до 37;
- м'якопластичної – від 37 до 49;
- текучепластичної – від 49 до 65;
- текучої – від 65 до 130.

Є підстави вважати, що цій закономірності будуть підкорятись всі суглинні та суглинисті ґрунти. Проте достовірно це може бути встановлене тільки дослідженнями ґрунтів з іншими показниками границь пластичності та текучості.

Довговічність сумісної роботи системи ґрунт-полімер в умовах відсутності вивітрювання та інсоляції буде залежати від впливу води, зокрема, змін водонасиченості. В реальних основах конструкцій залізничного транспорту протягом року, як правило, відбувається 2 цикли зміни ступеня водонасиченості. Тому для оцінки довговічності системи ґрунт-полімер розроблена оригінальна методика дослідження.

Для оцінки довговічності був змодельований вплив, який однозначно буде руйнувати полімерґрунтове тіло (видалене із моделі «коренеподібне» тіло, утворене полімером з включеннями частинок ґрунту або склеєних полімером частинок). Цим впливом є поперемінне водонасичення і висушування, яке має дуже інтенсивний вплив, що рано чи пізно руйнує практично всі будівельні композиційні матеріали.

За результатами дослідження впливу поперемінного зволоження-висушування зразків закріпленого ґрунту на їх властивості встановлено, що цей вплив спричиняє пошкодження ґрунту, яке характеризується втратою маси як у сухому, так і водонасиченому стані. Після кожного циклу зволоження-висушування збільшується різниця між масою у сухому та зволоженому стані, що свідчить про збільшення пористості a , отже, й деформативності y

міцності ґрунту.

Додатково для порівняння були проведені аналогічні випробування ґрунту, закріпленого однорозчинною силікатизацією з отверджувачем – кремнійфтористоводневою кислотою. Відомо, що довговічність такого закріплення в умовах впливу ґрунтових та підземних вод складає 10–15 років.

В результаті дослідження впливу поперемінного зволоження – висушування на зразки закріпленого ґрунту встановлено, що у разі закріплення матеріалом і за технологією SPT[®] втрата ними 5 % маси досягається за 10 циклів, а силікатизацією – втрата 10 % маси досягається за 2 цикли. Враховуючи довговічність закріплення ґрунту силікатизацією 15 років прогнозована довговічність закріплення ґрунту матеріалом SPT[®] очікується на рівні не менше 75 років.

Були проведені петрографічні дослідження ґрунту, закріпленого матеріалом SPT[®]. Мікроснімки зрізів закріпленого ґрунту наведені на рис. 4.19 – 4.21.

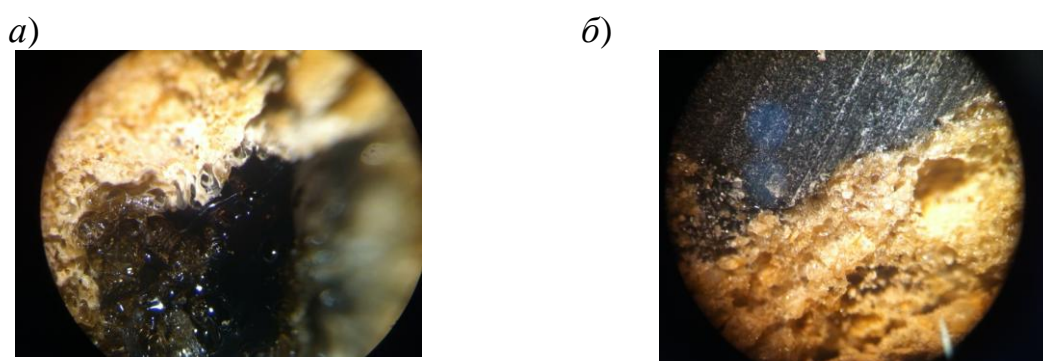


Рис. 4.19 Серцевинна зона окремих «коренів» армуючих коренеподібних тіл та її контакт з периферійною частиною, $\times 25$

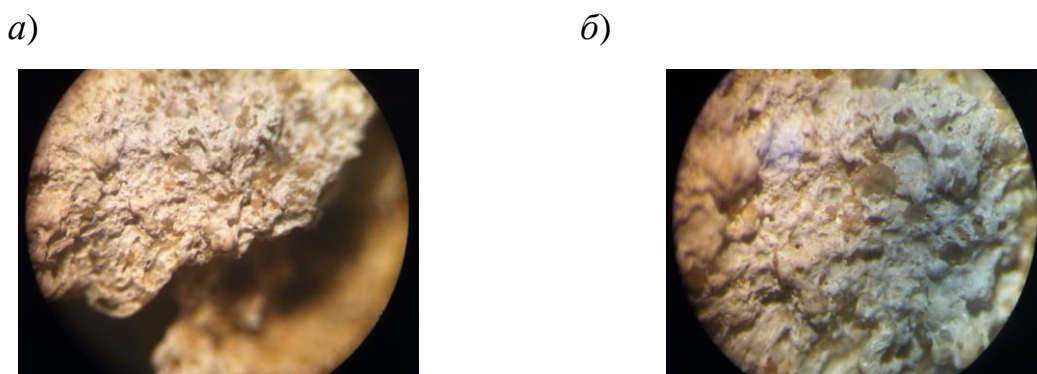


Рис. 4.20 Периферійна частина коренеподібного армуючого елемента – композиція частинок ґрунту та полімеризованого матеріалу: а – $\times 25$; б – $\times 50$

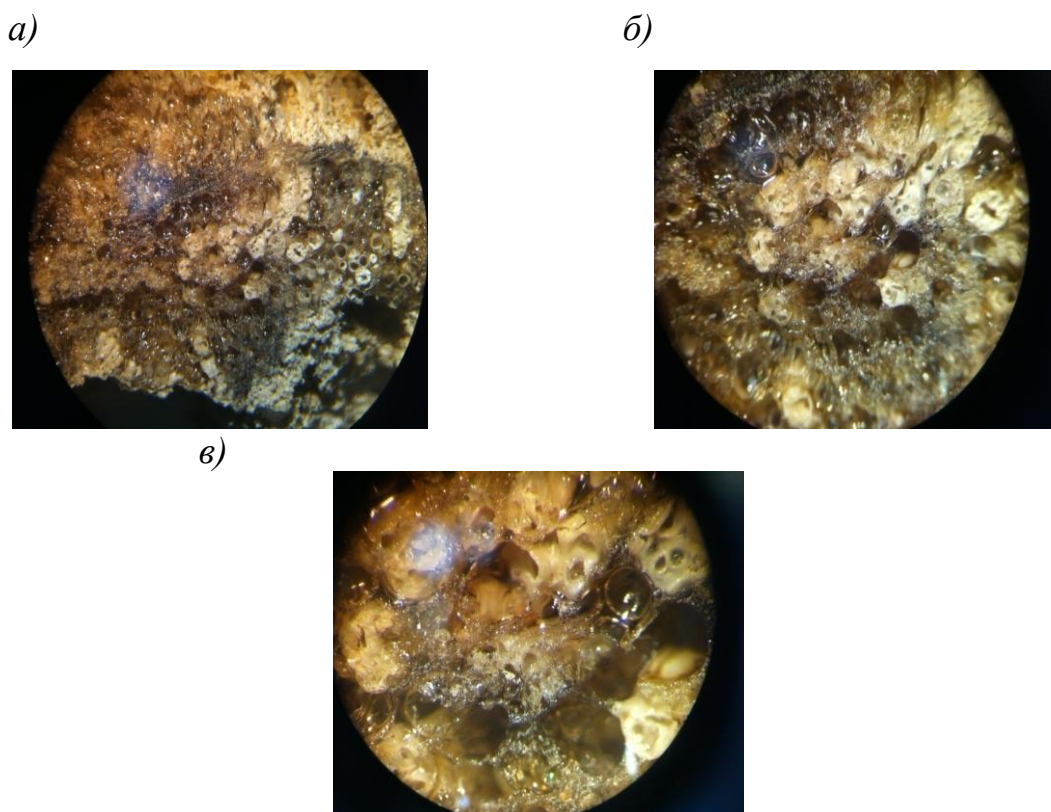


Рис. 4.21 Периферійна частина коренеподібного армуючого елементу – пориста структура полімеризованого матеріалу: *a* – $\times 12,5$; *б* – $\times 25$; *в* – $\times 50$

Характер структури коренеподібних армуючих елементів (рис. 4.19 – 4.21) дозволяє припустити послідовність їх утворення в результаті ін'єктування та твердіння. В результаті ін'єктування під тиском через отвори в ін'єкторі відбувається розсунення ґрунту струменем матеріалу. Середина зони струменя з ґрунтом і його водою не змішується і полімеризується у вигляді щільного полімеру (рис. 4.19). Периферійна зона струменя матеріалу за рахунок тертя о стінки витисненої у ґрунті порожнини набуває турбулентного характеру і змішується з частинками ґрунту, утворюючи ґрунтополімерний композит (рис. 4.20), та його водою, яка за рахунок взаємодії з матеріалом під час його полімеризації спричиняє поризацію полімеру в цьому композиті (рис. 4.21).

В результаті петрографічних досліджень встановлено, що на відміну від традиційного хімічного закріплення ґрунту силікатизацією або смолізацією, які забезпечують рівномірне просочення ґрунту, матеріал і технологія SPT[®] забезпечують утворення в ґрунті коренеподібних армуючих елементів.

Окремі «корені» мають поперечний розмір до 70 мм і складаються із середньої і периферійної зон. Серединна зона є прошарком щільного добре полімеризованого матеріалу, периферійна – ґрунтополімерним композитом із поризованого полімеризованого матеріалу і частинок ґрунту.

Модель 1: Полімер був розповсюджений по всій висоті моделі, однак його більша частина була витиснена в верхню частину. За рахунок високого тиску при нагнітанні більшу частину вільної води було витиснуто та вологість була зменшена до 10,9% (вологість контролю склала 15%). Вага ґрунтополімеру склала 7,510 кг (вага полімера 3 кг).



Рис. 4.22 Матеріал із моделі №1 для статичних випробувань

Модель 2: Полімер був розповсюджений по всій висоті моделі, причому полімер розділяв існуючий ґрунт на окремі шари, додатково ущільнюючи їх. Увесь масив був доволі щільний і розбирався доволі важко. При випробуванні вологість склала 10,9%. Вага ґрунтополімеру склала 12,110 кг.



Рис. 4.23 Матеріал із моделі №2 для статичних випробувань

Модель 3: Аналог моделі №2 по зовнішньому стану і розповсюдженню матеріалу. При випробуванні вологість склала 6,8%. Вага ґрунтополімеру склала 10,906 кг.



Рис. 4.24 Матеріал із моделі №3 для статичних випробувань

Таким чином, в результаті статичних досліджень зроблено попередній висновок, що закріплення ґрунту суттєво знижує його деформативність (підвищує модуль деформації). Модуль деформації незакріпленого ґрунту за вологості $W = 15\%$ складає $0,5\text{--}0,7$ МПа. В результаті закріплення ґрунту модуль збільшується за $W = 10,9\%$ – до не менше $11,2$ МПа, за $W = 6,9\%$ – до не менше $33,4$ МПа.

Проте в не меншому ступені модуль деформації підвищує осушення ґрунту: за $W = 11,5\%$ – до $3,9$ МПа, за $W = 9,5\%$ – до не менше $33,5$ МПа.

Отже, підвищення несучої здатності під час закріплення забезпечується не тільки утворенням полімерґрунтових армуючих тіл, а й, не в меншому ступені за рахунок витиснення води та обтисненню ґрунту.

4.3.2 Динамічні випробування моделей ґрунтополімерного композиту

Для випробувань отримані моделі розрізалися на 2 частини (рис. 4.25). Обидві частини по чергово випробували на динамічній машині МУП-50 з частотою 3 Гц. Навантаження передавали через металевий штамп товщиною 5 см та розміром 20x20 см. Кожні 30 хвилин знімали показники деформації в чотирьох точках за допомогою штангенциркуля.



Рис. 4.25 Розділення моделей на фрагменти (для моделі 1 використовувалася для випробувань лише нижня частина)

Опрацювання методики динамічного випробування здійснювали на моделях П.1, П.2, 3.1 закріпленого ґрунту. Результати випробування наведені на рис. 4.26 – 4.29 у вигляді графіків залежності абсолютної деформації Δh і відносної деформації ε моделі від кількості циклів динамічного навантаження N . Як видно із рис. 4.30 – 4.33, деформації у різних точках вимірювань близькі між собою і необхідності їх відображати і опрацьовувати окремо немає. Графік залежності ε від N більш універсальний та інформативний, ніж Δh від N . Тому далі будували графіки та аналізували залежності відносної деформації ε від кількості циклів динамічного навантаження N , відображуючи на осі абсцис N , а на осі ординат – ε .

Результати досліджень зведені в табл. 4.8, графіки залежностей наведені

на рис. 4.38.

За результатами аналізу табл. 4.8 і рис. 4.37 побудовано залежності відносної деформації ε після кількості циклів динамічного навантаження N від вмісту полімерґрунтового композиту (рис. 4.38).

В результаті динамічних досліджень зроблено попередній висновок, що закріплення ґрунту суттєво знижує його деформативність під динамічними навантаженнями.

Для більш детального аналізу впливу динамічного навантаження на деформацію закріпленого ґрунту передбачено за отриманими експериментальними даними визначити вплив параметрів закріплення ґрунту (витрати полімеру або вмісту полімерґрунтового композиту, вологості W) на величину N/ε , циклів/(мм/м) (динамічний модуль деформації).

	(низ)									30	9900	1.6	0.65	0	1.15	0.85	0.0340	34.0
										60	19800	1.85	0.75	0.6	1.55	1.19	0.0475	47.5
										90	29700	1.85	0.8	0.9	1.7	1.31	0.0525	52.5
										120	39600	3.25	2.45	0.8	1.85	2.09	0.0835	83.5
										150	49500	3.25	3.15	2	4.45	3.76	0.1505	150.5
										180	59400	3.85	4.95	5.6	4.45	4.71	0.1885	188.5
										210	69300	6.95	6.95	4.3	4.65	5.71	0.2285	228.5
										240	79200	7.95	7.55	4.3	4.95	6.19	0.2475	247.5
										270	89100	8.45	7.25	6	7.55	7.31	0.2925	292.5
										300	99000	7.55	7.55	7.8	8.05	7.74	0.3095	309.5
										330	108900	7.75	7.55	7.9	8.45	7.91	0.3165	316.5
										360	118800	7.85	7.55	7.9	8.55	7.96	0.3185	318.5
										390	128700	7.85	7.55	7.9	8.55	7.96	0.3185	318.5
										0	0	0	0	0	0	0.00	0	0
10.69	3.3в (верх)	400	300	2519	50.14	400	400	1		30	9900	10.1	10.1	6.7	6.9	8.45	0.2817	281.7
										60	19800	10.7	11.3	10.7	9.6	10.58	0.3525	352.5
										90	29700	10.6	12	12.7	11.4	11.68	0.3892	389.2
										120	39600	12.8	13.8	12.7	12	12.83	0.4275	427.5
										150	49500	13.9	14.7	13.5	12.3	13.60	0.4533	453.3
										180	59400	15	15.7	13.7	13.1	14.38	0.4792	479.2
										210	69300	15.1	15.9	14.9	14.5	15.10	0.5033	503.3
										240	79200	5.9	16.2	15.2	15	15.58	0.5192	519.2
										270	89100	16.1	16.3	15.3	15.2	15.73	0.5242	524.2
										300	99000	16.1	16.5	15.4	15.2	15.80	0.5267	526.7
										330	108900	16.3	16.8	15.6	15.2	15.98	0.5325	532.5
										0	0	0	0	0	0	0	0	0
10.69	3.3н (низ)	400	300	1656	32.96	400	400	1		30	9900	2.1	3.1	3.5	2.4	2.78	0.0925	92.5
										60	19800	6.9	7.3	6.1	5.5	6.45	0.2150	215.0
										90	29700	10.9	11.3	9.9	9.6	10.43	0.3475	347.5
										120	39600	12.5	17.3		15.8	16.65	0.5550	555.0

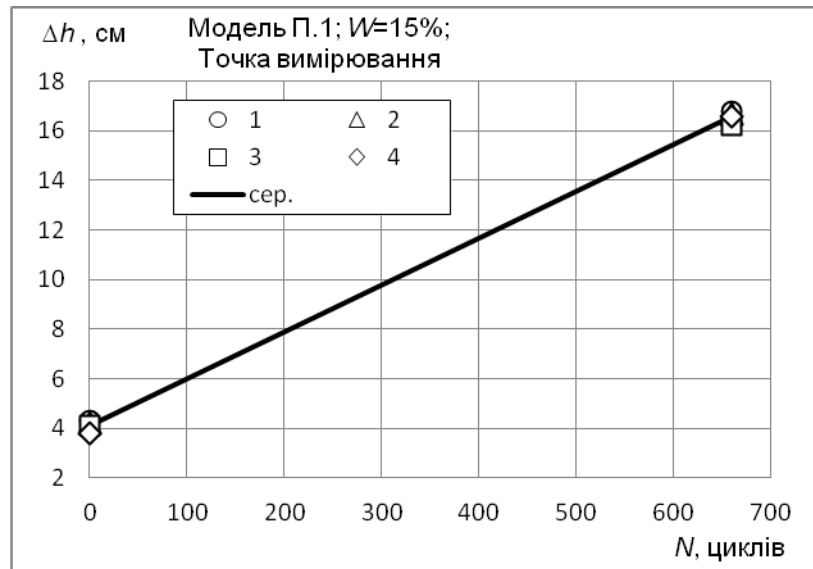


Рис. 4.26 Залежність абсолютної деформації Δh від кількості циклів динамічного навантаження N моделі незакріпленого ґрунту П.1 з вологістю $W = 15\%$

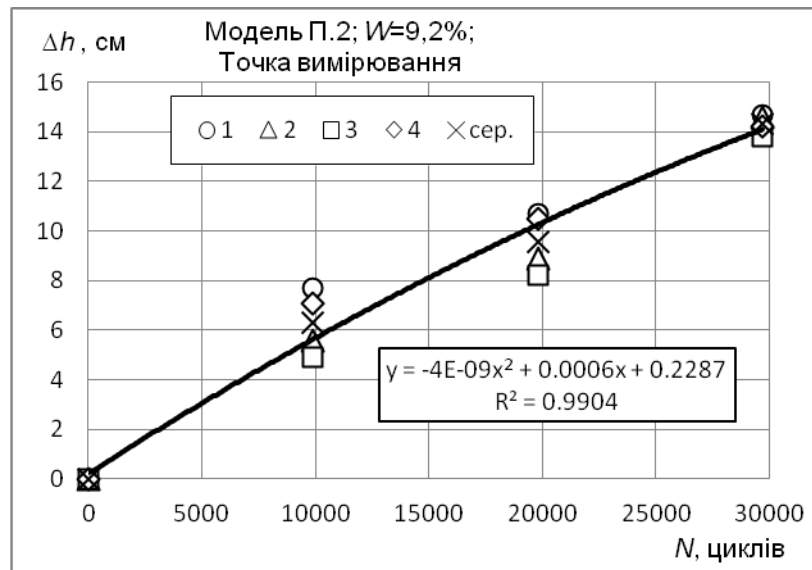


Рис. 4.27 Залежність абсолютної деформації Δh від кількості циклів динамічного навантаження N моделі незакріпленого ґрунту П.2 з вологістю $W = 9,2\%$

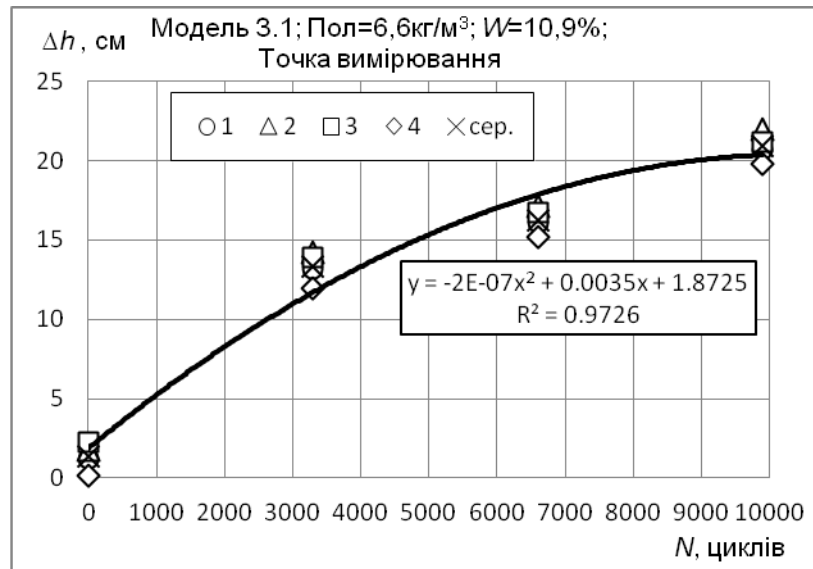


Рис. 4.28 Залежність абсолютної деформації Δh від кількості циклів динамічного навантаження N моделі закріпленого ґрунту С.1 з витратою полімеру Пол = 6,6 кг/м³, вологістю $W = 10,9\%$

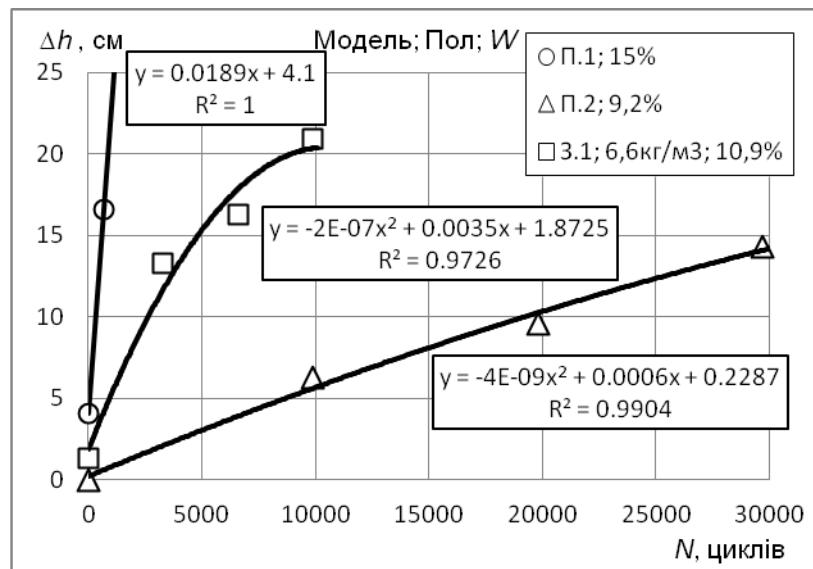


Рис. 4.29 Залежність абсолютної деформації Δh від кількості циклів динамічного навантаження N моделей ґрунту П.1, П.2, С.1

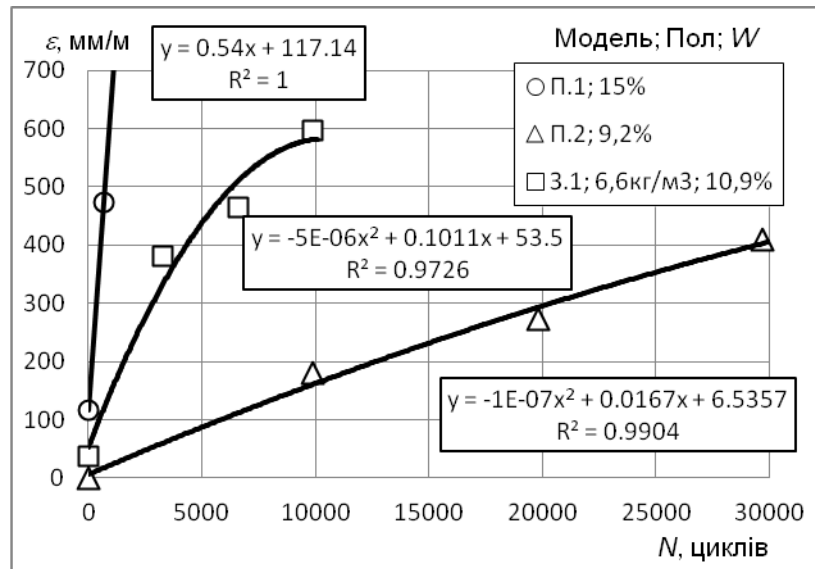


Рис. 4.30 Залежність відносної деформації ε від кількості циклів динамічного навантаження N моделей ґрунту П.1, П.2, С.1

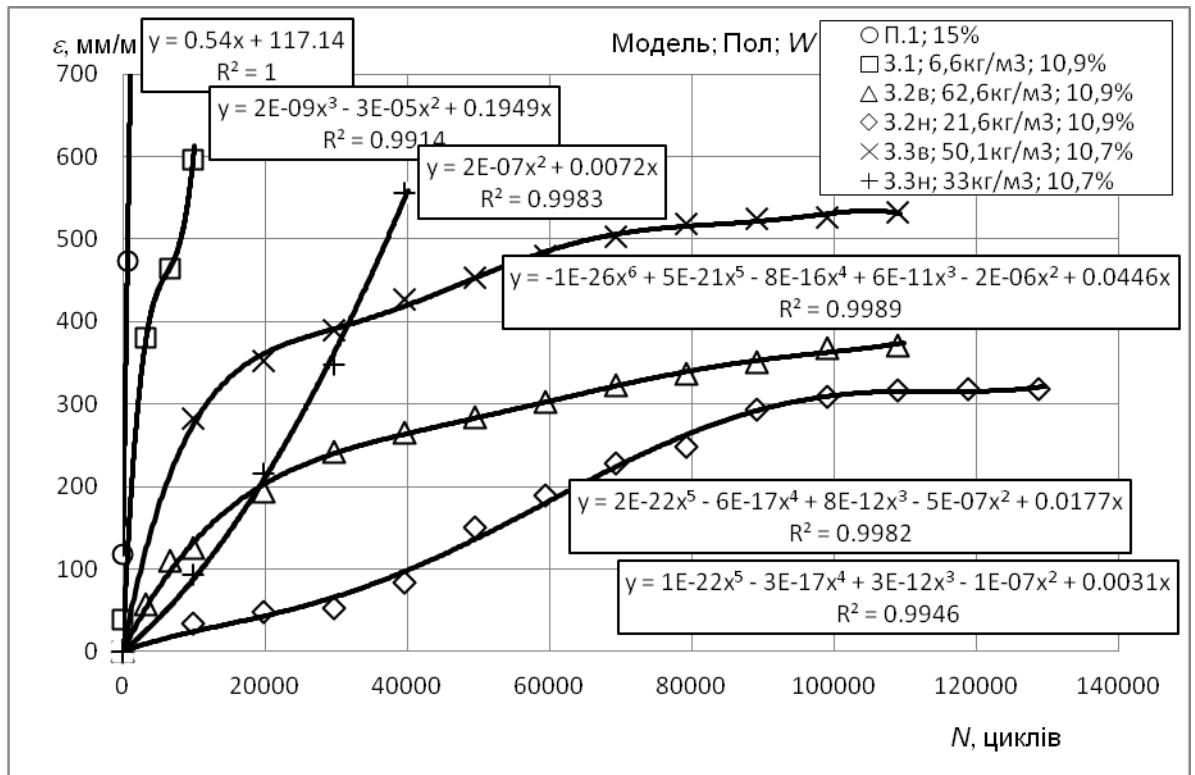


Рис. 4.31 Залежність відносної деформації ε від кількості циклів динамічного навантаження N всіх моделей ґрунту

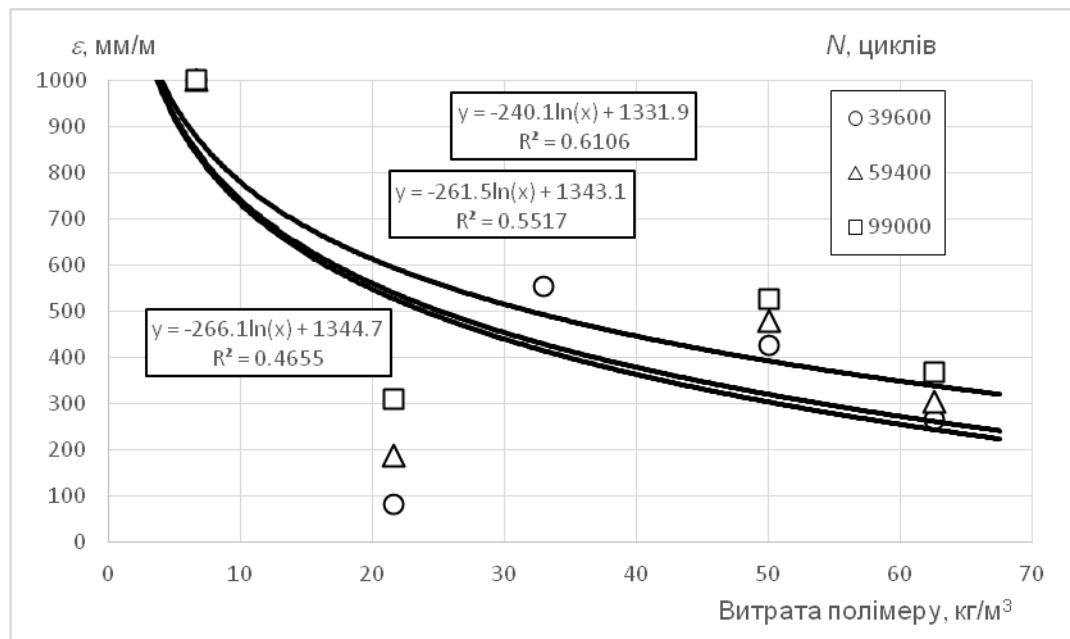


Рис. 4.32 Залежність відносної деформації ε після кількості циклів динамічного навантаження N від вмісту полімергрунтового композиту Пол

Після проведення запланованих випробувань моделі підлягали розбиранню із збереженням (по-можливості) полімерного матеріалу для оцінки якості заповнення моделі та просторової роботи ґрунто-полімеру. Відібраний полімергрунтовий композит ретельно відмивали від ґрунту та висушували до постійної маси (рис. 4.40 - 4.42).

Модель1. Для випробувань була підготована нижня частина моделі висотою 35 см (вага полімеру 1,084 кг). Однак більша частина полімеру знаходилася в верхній частині моделі висотою 25 см (вага складала 3,144 кг). При випробуваннях вологість ґрунту в моделі складала 10,9%. В верхній частині полімер мав розповсюдження по всій ширині моделі. В нижній вміст полімер-ґрунтового композиту склав 6,57 кг/м³.



Рис. 4.33 Матеріал із моделі №1
для динамічних випробувань

Модель 2. Модель була розділена на 2, які випробувалися послідовно. Верхня частина висотою 350 мм і нижня частина висотою 250 мм. Кількість матеріалу в моделях після випробувань склала: верхня частина – 3,147 кг; нижня частина – 1,084 кг. Вміст полімергрунтового композиту склав відповідно $62,64 \text{ кг/м}^3$ та $21,58 \text{ кг/м}^3$. В верхній частині матеріал закріплення був розповсюджений по всій ширині моделі. В нижній частині матеріал розповсюджений був кінечно, не перекриваючи всю ширину. При випробуваннях вологість ґрунту в моделі склала 10,9%



Рис. 4.34 Матеріал із моделі №2 для динамічних випробувань

Модель 3. Модель була розділена на 2, які випробувалися послідовно. Верхня та нижня частина висотою 300 мм. Випробування проводили при вологості 10,9%. Більша частина матеріалу знаходилася в верхній частині моделі (вага склала 2,519 кг). В нижній частині вага полімеру склала 1,656 кг, причому його розташування було біля однієї стінки, що призвело до значних деформацій ґрунту під одним боком штампу. Вміст полімерґрунтового композиту склав відповідно 50,14 кг/м³ та 32,96 кг/м³. При випробуваннях вологість ґрунту в моделі склала 10,7%



Рис. 4.35 Матеріал із моделі №3 для динамічних випробувань

4.4 Дослідження показників довговічності закріпленого ґрунту

Довговічність сумісної роботи системи ґрунт-полімер в умовах відсутності сонячної інсоляції у першу чергу буде залежати від умов зміни водонасиченості. В реальних конструкціях на залізничному транспорті, як правило за сезон виникає 2 цикли зміни стану зволоження. Тому розроблена методика поперемінного замочування та висушування зразків дозволяє визначити стійкість системи ґрунт-полімер.

Для проведення випробувань із моделі було вирізано на кам'янорізному станку 8 зразків (рис. 4.36). Аналіз поверхонь показав що в моделі є декілька зон: зона з неповністю спіненим матеріалом, а також зона з матеріалом, який добре був змішаний з ґрунтом.



Рис. 4.36 Зразки без ґрунту після 10 циклів випробувань на стійкість до попереминого зволоження та висушування

Всі зразки були зважені, розраховано було щільність і далі вони випробувалися на попереминое зволоження - висушування. При цьому контролювали їх вагу та зовнішній вигляд. Паралельно з цими випробуваннями контролювали поведінку зразків із матеріалу без ґрунту. Зразки без ґрунту були виготовлені в умовах вільного розширення. Об'ємна вага (середня) складала $234,4 \text{ кг/м}^3$. Середня вага зразків з ґрунтом (вирізаних з моделі) складала $1790,7 \text{ кг/м}^3$. Об'ємна вага по зразкам наведена в таблицях (4.9 – 4.10).

Таблиця 4.9

Об'ємна вага зразків без ґрунту

Зразок №	Об'ємна вага, кг/м ³
1	213.5
2	234
3	255.67
4	252.57
5	226.75
6	224
Сер. Знач.	234.415

Таблиця 4.10

Об'ємна вага зразків з ґрунтом

Зразок №	Об'ємна вага, кг/м ³
1	1837.27
2	1884.44
3	1761.42
4	1747.32
5	1839.16
6	1758.18
7	1732
8	1765.81
Сер. Знач.	1790.7

Результати досліджень наведені у додатку Б, із таблиць і графіків якого видно, що попереминое зволоження - висушування зразків закріпленого ґрунту спричиняє їх пошкодження, яке характеризується втратою маси як у сухому, так і водо насиченому стані. Після кожного циклу зволоження-висушування

збільшується різниця між масою у сухому та зволоженому стані, що свідчить про збільшення пористості, а, отже, й деформативності й міцності ґрунту.

Дослідження тривають з метою оцінки терміну неприпустимої втрати властивостей як основного показника довговічності.

4.5 Фізико-хімічні випробування поліуретанових матеріалів SPT та ґрунтополімерної композиції на його основі

У таблиці 4.11 приведені результати випробування фізичних характеристик ґрунтів. За даними лабораторних випробувань встановлено:

- природний ґрунт – супісок пластичний;
- закріплений ґрунт – супісок твердий.

Результати випробувань оформлені у вигляді графіків залежностей деформацій зразка від навантаження та їх зміни у часі.

Для визначення характеристик m_o та E за результатами випробувань для кожного ступеня навантажування обчислюють:

- деформацію зразка ґрунту Δh , мм, як середнє арифметичне показань вимірювальних приладів після віднімання поправки на деформацію компресійного приладу Δ ;
- відносну вертикальну деформацію зразка ґрунту за формулою

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h}, \quad (4.1)$$

За обчисленими значеннями будують графік залежності $\varepsilon = f(p)$.

Через точки графіка проводять осереднюючу плавну криву або апроксимують ці точки монотонною залежністю.

Обчислюють коефіцієнти пористості e_i ґрунту при тисках p_i за формулою:

$$e_i = e_o - \varepsilon_i (1 + e_o) \quad (4.2)$$

Коефіцієнт стисливості m_o , МПа^{-1} , в заданому інтервалі тисків p_i і p_{i+1} обчислюють з точністю $0,001 \text{ МПа}^{-1}$ за формулою:

$$m_o = \frac{e_i - e_{i+1}}{p_{i+1} - p_i}, \quad (4.3)$$

де e_i і e_{i+1} - коефіцієнти пористості, які відповідають тискам p_i і p_{i+1} .

Модуль деформації після компресійного стиску E_{κ} , МПа, в інтервалі тисків p_i і p_{i+1} обчислюють з точністю 0,1 МПа за формулою

$$E_{\kappa} = \frac{1 + e_o}{m_o} \beta, \quad (4.4)$$

де $\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}$ - значення відносного стиску, що відповідають тискам p_i і p_{i+1} ;

m_o - коефіцієнт стисливості, що відповідає інтервалу тиску від p_i до p_{i+1} ;

β - коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі і який обчислюють за формулою:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (4.5)$$

де ν - коефіцієнт поперечної деформації, яку визначають за результатами випробувань у приладах тривісного стиску. У разі відсутності експериментальних даних допускається приймати ν рівним: 0,30-0,35 - для пісків і супісків; 0,35-0,37 - для суглинків; 0,2-0,3 при $I_L < 0$; 0,3-0,38 при $0 \leq I_L \leq 0,25$; 0,38-0,45 при $0,25 < I_L \leq 1,0$ - для глин. При цьому менші значення ν приймають при більшій густині ґрунту.

Модуль деформації E_{κ} , отриманий за результатами компресійних випробувань, через невідповідність напружено-деформованого стану ґрунту в приладі й у підставі фундаменту, мають занижені значення [91]. Тому для переходу до натуральних значень модуля деформації від компресійних значень уводимо коректувальний коефіцієнт m_k . При використанні коефіцієнта m_k значення модуля деформації по компресійних випробуваннях слід визначати в інтервалі тисків 0,1-0,2 МПа (1-2 кгс/см²) [91].

$$E = E_{\kappa} m_k \quad (4.6)$$

Таблиця 4.11

Результати випробувань не закріпленого ґрунту

1.Маса ґрунту	$m=$	111,5	г
2.Щільність часток ґрунту	$\rho_s=$	2,7	г/см ³
3.Площа поперечного перерізу ємності приладу або зразка	$S=$	25	см ²
4.Висота зразка	$h =$	2	см
5.Наведена висота, $h_s = m/rS \times S =$	$h_s =$	1,65	см
6.Початкове значення коефіцієнта пористості $e_0 = (h - h_s) / h_s,$	$e_0 =$	0,211	
7. Коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі	$\beta =$	0,623	

Таблиця 4.12

Результати компресійних випробувань не закріпленого ґрунту

Тиск $P, \text{ МПа}$	Показання Індикатора λ	Деформація $\Delta h, \text{ см}$	$h_i = h - \Delta h_i$	Коефі- цієнт порис- тості, e_i	$\Delta e = e_i - e_{i+1}$	Коефі- цієнт стис- тості, m_i	Модуль деформації, $E_k,$ МПа
0	0	0	2	0,211			
0,05	61	0,061	1,939	0,174	0,037	0,739	1,021
0,1	137	0,137	1,863	0,128	0,046	0,920	0,795
0,15	160	0,16	1,84	0,114	0,014	0,278	2,523
0,2	172	0,172	1,828	0,107	0,007	0,145	4,777
0,25	186	0,186	1,814	0,098	0,008	0,170	4,068
0,3	194	0,194	1,806	0,093	0,005	0,097	7,064
0,35	202	0,202	1,798	0,088	0,005	0,097	7,033
0,4	208	0,208	1,792	0,085	0,004	0,073	9,336
0,45	213	0,213	1,787	0,082	0,003	0,061	11,166
0,5	218	0,218	1,782	0,079	0,003	0,061	11,134
0,55	223	0,223	1,777	0,076	0,003	0,061	11,103
0,6	227	0,227	1,773	0,073	0,002	0,048	13,840

Модуль деформації E , для використання у розрахунках

$$E = 4,777 \times 4 = 19,108 \text{ МПа}$$

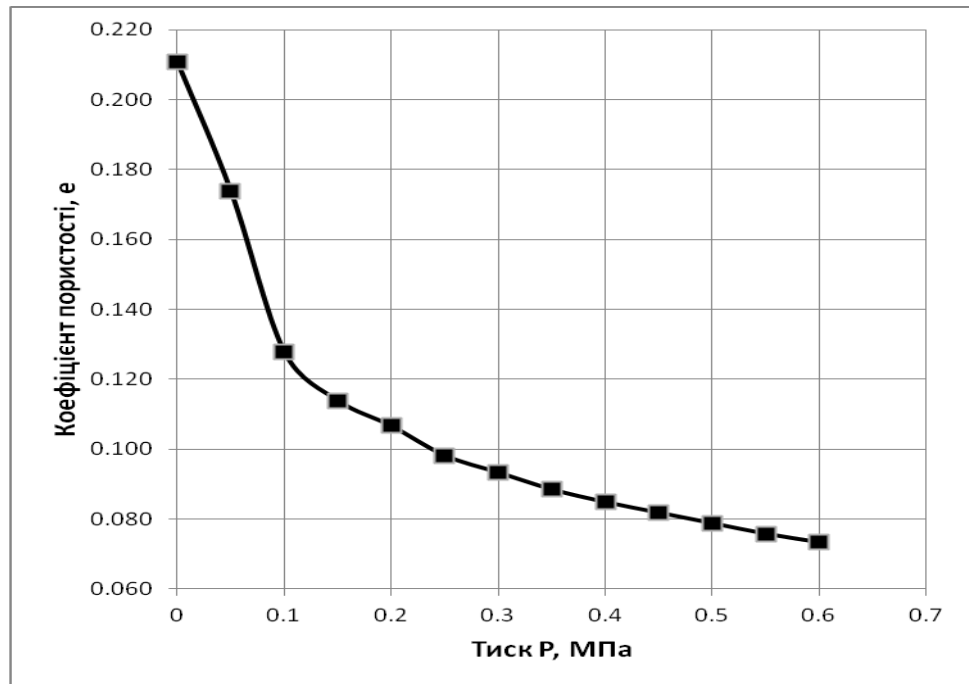


Рис. 4.37 – Компресійна крива не закріпленого ґрунту

Таблиця 4.13

Результати випробувань закріпленого ґрунту

1.Маса ґрунту	$m_0 =$	108,1	г
2.Щільність часток ґрунту	$\rho_s =$	2,7	г/см ³
3.Площа поперечного перерізу ємності приладу або зразка	$S =$	25	см ²
4.Висота зразка	$h =$	2	см
5.Наведена висота, $h_s = m / \rho_s \times S$	$h_s =$	1,60	см
6.Початкове значення коефіцієнта пористості $e_0 = (h - h_s) / h_s$,	$e_0 =$	0,211	
7. Коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі	$\beta =$	0,623	

Результати компресійних випробувань закріпленого ґрунту

Тиск P, МПа	Показання індикатора λ	Деформація Δh , см	$h_i = h - \Delta h_i$	Коефіцієнт пористості, e_i	$\Delta e = e_i - e_{i+1}$	Коефіцієнт стисливості, m_0	Модуль деформації, E_k , МПа
0	0	0	2	0,249			
0,05	75	0,075	1,925	0,202	0,047	0,937	0,831
0,1	105	0,105	1,895	0,183	0,019	0,375	1,999
0,15	120	0,12	1,88	0,174	0,009	0,187	3,936
0,2	129	0,129	1,871	0,168	0,006	0,112	6,508
0,25	137	0,137	1,863	0,163	0,005	0,100	7,286
0,3	144	0,144	1,856	0,159	0,004	0,087	8,291
0,35	148	0,148	1,852	0,156	0,002	0,050	14,455
0,4	152	0,152	1,848	0,154	0,002	0,050	14,424
0,45	156	0,156	1,844	0,151	0,002	0,050	14,393
0,5	160	0,16	1,84	0,149	0,002	0,050	14,362
0,55	163	0,163	1,837	0,147	0,002	0,037	19,108
0,6	166	0,166	1,834	0,145	0,002	0,037	19,077

Модуль деформації E , для використання у розрахунках

$$E = 6,508 \times 4 = 26,031 \text{ МПа}$$

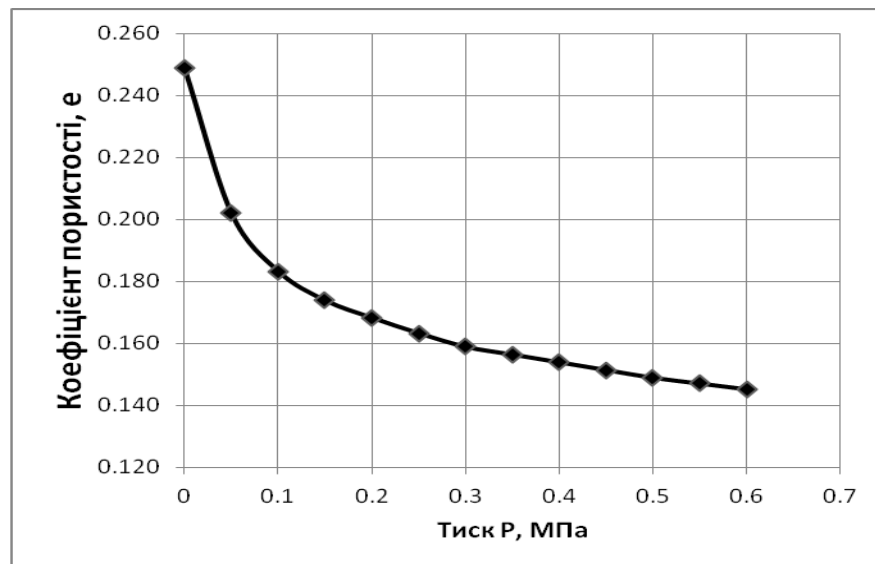


Рис. 4.38 – Компресійна крива закріпленого ґрунту

Модуль деформації за компресійними випробуваннями закріпленого ґрунту в 1,4 рази перевищує модуль деформації ґрунту у природному стані. Ці ви-

пробування показують лише зміни структури ґрунту за рахунок обтиснення, а не враховують елементи армування полімерним матеріалом.

Таблиця 4.15

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Лабораторний номер	Номер виробки	Глибина відбору, м	Вологість, д.о.			Число пластичності	Показник текучості	Питома вага часток ґрунту, кН/м^3	Питома вага, кН/м^3	Питома вага скелету, кН/м^3	Пористість, %	Коефіцієнт пористості	Коефіцієнт водонасичення	Вміст органічних речовин, %	Відносна просадочність	Модуль деформації МПа		Зерновий склад фракцій в мм						Коефіцієнт фільтрації м/добу																
			природна	на границі текучості	на границі розкочування											природн.	прогн.	Більше 2.0	2.0 – 0.5	0.5 – 0.25	0.25 – 0.1	0.1 – 0.05	0.05 – 0.005		Менше 0.005	сухий під вод	Найменування ґрунту за ДСТУ Б В.2.1-2-96													
																												Состав в %												
																												Природний												
1			0,15	0,17	0,14	0,03	0,33	27,0	20,6	17,9	33,66	0,507	0,80												Супісок пластичний															
Закріплений																																								
2			0,109	0,17	0,14	0,03	1,03	27,0	20,2	18,2	32,54	0,482	0,61												Супісок твердий															

Випробування ґрунтів методом одноплощинного зрізу проводилось у відповідності до [92] для визначення таких характеристик:

- опір ґрунту зрізу, τ ;
- кут внутрішнього тертя, ϕ ;
- питоме зчеплення, C .

Результати випробування зразків природного та ущільненого ґрунтів методом одноплощинного зрізу приведені нижче.

Об'єкт природний ґрунт

Тип приладу Літвінова

Умови проведення випробування без замочування

Висота кільця 2,0 см.

Внутрішній діаметр кільця 5,644 см.

Таблиця 4.16

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Ф і з и ч н і х а р а к т е р и с т и к и										
Природня вологість	Вологість на границі текучості, д.о.	Вологість на границі розкочування, д.о.	Число пластичн.	Показник консис-тенц	Питома вага часток ґрунту кН/м^3	Питома вага кН/м^3	Питома вага скелету кН/м^3	Пористість	Коефіц. порист.	Ступінь вологості
ω	ω_l	ω_p	I_p	I_L	γ_s	γ	γ_d	n	e	S_r
0,15	0,17	0,14	0,03	0,33	27,0	20,6	17,9	33,66	0,507	0,80

Найменування ґрунту: Супісок пластичний

Таблиця 4.17

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Нормальний тиск при зрізі $p \text{ кгс/см}^2$		
0,5	1,0	1,5

Таблиця 4.18

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Опір зрізу $\tau, \text{кгс/см}^2$		
0,1	0,3	0,5

Кут внутрішнього тертя $\phi = 10^0$. Питоме зчеплення $S \text{ кгс/см}^2 = 0,013$.

Об'єкт ущільнений ґрунт.

Тип приладу Літвінова.

Умови проведення випробування без замочування.

Висота кільця 2,0 см.

Внутрішній діаметр кільця 5,644 см.

Таблиця 4.19

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Фізичні характеристики										
Природня вологість	Вологість на границі текучості, д.о.	Вологість на границі розкочування, д.о.	Число пластичн.	Показник консистенц	Питома вага часток ґрунту кН/м^3	Питома вага кН/м^3	Питома вага скелету кН/м^3	Пористість	Коефіцієнт порист.	Ступінь вологості
ω	ω_t	ω_p	I_p	I_L	γ_s	γ	γ_d	n	e	S_r
0,109	0,17	0,14	0,03	-1,03	27,0	20,2	18,2	32,54	0,482	0,61

Наменування ґрунту: Супісок твердий.

Таблиця 4.20

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Нормальний тиск при зрізі p кгс/см^2		
1,0	2,0	3,0

Таблиця 4.21

Зведена таблиця результатів лабораторних випробувань ґрунтів

Опір зрізу τ_I кгс/см^2		
0,7	1,4	2,0

Кут внутрішнього тертя $\phi = 30^\circ$.Питоме зчеплення C $\text{кгс/см}^2 = 0,144$.

4.5.1 Дослідження за допомогою методу інфрачервоної спектроскопії

Для виявлення змін, що відбулися в структурі ґрунтового та ін'єкційного полімерного матеріалу, були виконані такі експерименти. Аналізувалася структура зразків полімеризованого ін'єкційного матеріалу (рис. 4.39, а), вихідного глинистого ґрунту (рис. 4.39, б), ґрунтополімерного композиту – суміші

ін'єкційного матеріалу і ґрунту (рис. 4.39, в). Про взаємодію між компонентами і структурні зміни судили за інфрачервоними спектрами (ІЧ-спектрами) зазначених зразків. Аналіз ІЧ-спектрів дозволить дослідити механізм процесу взаємодії на границі розділу фаз – частинок ґрунту і полімеру. Ідентифікація і розшифровка отриманих спектрів проводилась за допомогою літературних даних [97, 104, 105, 106].

Відомо, що ін'єкційні полімерні матеріали SPT[®] – це двокомпонентні системи матеріалів на основі уретанового олігомеру. Уретани – ефіри карбамінової кислоти із загальною формулою NH_2COOR . Наявність у складі полімерного матеріалу уретанів підтверджується наявністю на ІЧ-спектрах характеристичних смуг поглинання: 1731 і 1225 см^{-1} – відповідають симетричним валентним коливанням вільних $\text{C}=\text{O}$ і $\text{C}-\text{O}$ складноефірного фрагменту, 1535 см^{-1} – деформаційним коливанням $\text{N}-\text{H}$ груп, 1076 см^{-1} – $\text{C}-\text{O}-\text{C}$ груп, 765 см^{-1} – зв'язаних NH -груп; 1454 та 817 см^{-1} – валентні коливання $\text{C}-\text{C}$; 1384 см^{-1} – симетричні деформаційні коливання CH_3 . Виходячи із молекулярної структури поліуретану (рис. 4.40) це свідчить, відповідно, про більш повну полімеризацію поліуретану в композиті, ніж в полімері, та про утворення водневих зв'язків між молекулами поліуретану та поверхнею мінеральних частинок ґрунту через їх гідроксильні групи. Саме ці зв'язки відповідні за адгезію поліуретану до мінеральних поверхонь та фізико-механічні, у т.ч. деформативні властивості композиту.

У спектрах поглинання ґрунту спостерігається наявність смуг поглинання, характерних для $\text{C}-\text{O}$ ($1410-1450 \text{ см}^{-1}$), валентних коливань $\text{Si}-\text{O}-\text{Si}$ тетрадрів кремнієкисневого каркаса (1084 і 1048 см^{-1}), валентні та деформаційні $\text{Si}-\text{O}$ і $\text{Si}-\text{O}-\text{Si}$ коливання тетрадрів кремнієкисневого каркасу ($1200-1100 \text{ см}^{-1}$), $\text{Si}-\text{O}-\text{Si}$ коливання кілець SiO_4 -тетрадрів ($800-750 \text{ см}^{-1}$), деформаційні коливання зв'язків $\text{Me}-\text{O}$ (465 і 515 см^{-1}), OH -валентні і деформаційні коливання вільної та зв'язаної води ($3100-3500$ і $1580-1680 \text{ см}^{-1}$).

На спектрах ґрунтополімерного композиту присутні смуги поглинання, що характерні і для ґрунту, і для полімеру.

Проте у низькочастотній частині спектру в межах $1000\text{-}400\text{ cm}^{-1}$ відсутні смуги, що характерні для полімеру. Це свідчить про адсорбцію складової полімеру та її взаємодію з поверхневими іонами частинок ґрунту.

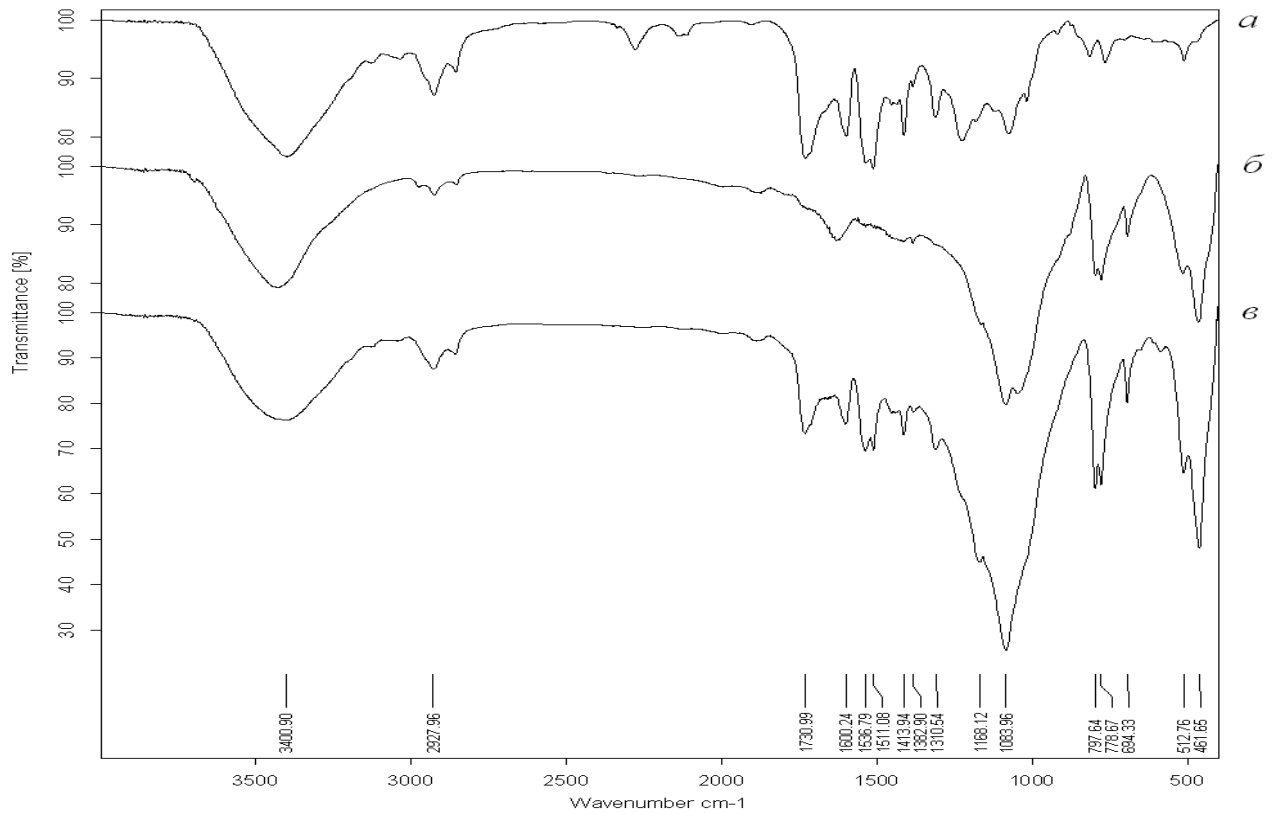


Рис 4.39 Інфрачервоні спектри: а – полімеризований ін'єкційний матеріал; б – ґрунт глинистий; в – суміш із ґрунту і полімеризованого ін'єкційного матеріалу

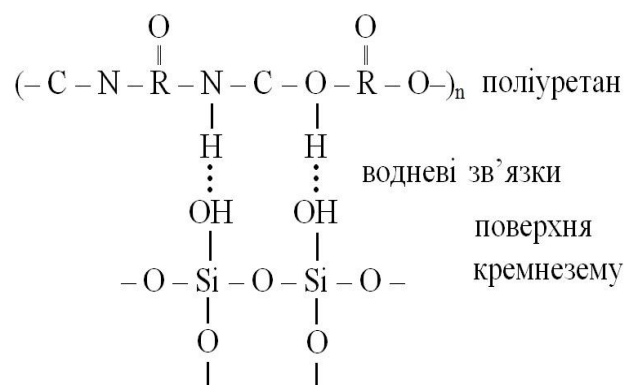


Рис. 4.40 Схema взаємодії поліуретану з поверхнею частинок ґрунту (на прикладі кремнезему)

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 4

4.1 В результаті експериментальних досліджень розроблено склад полімермінерального композиту на основі портландцементу, вінілацетатного полімеру та хімічних добавок з модулем пружності через 1 добу твердіння 9 ГПа, через 7 діб - 24,6 ГПа.

4.2. В результаті петрографічних досліджень встановлено, що на відміну від традиційного хімічного закріплення ґрунту силікатизацією або смолізацією, які забезпечують рівномірне просочення ґрунту, матеріал і технологія SPT[®] забезпечують утворення в ґрунті коренеподібних армуючих елементів. Окремі «корені» мають поперечний розмір до 70 мм і складаються із серединної і периферійної зон. Серединна зона є прошарком щільного добре полімеризованого матеріалу, периферійна – ґрунтополімерним композитом із поризованого полімеризованого матеріалу і частинок ґрунту.

4.3. Для оцінки підвищення несучої здатності ґрунту за рахунок його перетворення у ґрунтополімерний композит запропоновано використовувати величину коефіцієнту підвищення модуля деформації від закріплення K_E – відношення модуля деформації закріпленого ґрунту до модуля деформації природного ґрунту за однакової вологості.

4.4 В результаті експериментальних досліджень наданого супіску з границею пластичності 14 % і границею текучості 16 % встановлено, що величина K_E залежить від вологості W , показника консистенції I_L та, отже, вихідного (природного) стану ґрунту. K_E від перетворення у композит складає для ґрунтів консистенції: твердої – від 1 (ефекту немає) до 7; напівтвердої – від 7 до 27; тугопластичної – від 27 до 37; м'якопластичної – від 37 до 49; текучепластичної – від 49 до 65; текучої – від 65 до 130.

4.5 За результатами компресійних випробувань встановлено, що модуль деформації полімерґрунтового композиту в 1,4 разі перевищує модуль деформації ґрунту у природному стані. Проте ці результати характеризують лише зміни структури ґрунту за рахунок обтиснення і не враховують вплив на несучу здатність закріпленого масиву ґрунтополімерних армуючих тіл.

4.6 В результаті статичних штампових випробувань моделей ґрунтового масиву встановлено, що створення композиту суттєво знижує його деформативність (підвищує модуль деформації). Модуль деформації незакріпленого ґрунту в моделі за вологості $W = 15\%$ складає 0,5–0,7 МПа. В результаті створення композиту модуль збільшується за $W = 10,9\%$ до не менше 11,2 МПа, за $W = 6,9\%$ – до не менше 33,4 МПа. Проте в не меншому ступені модуль деформації підвищує осушення ґрунту: за $W = 11,5\%$ – до 3,9 МПа, за $W = 9,5\%$ – до не менше 33,5 МПа. Отже, підвищення несучої здатності під час закріплення забезпечується не тільки утворенням полімерґрунтових армуючих тіл, а й, не в меншому, якщо не більшому, ступені за рахунок витиснення води.

4.7 В результаті дослідження впливу поперемінного зволоження – висушування на зразки полімерґрунтового композиту встановлено, що втрата ними 5 % маси досягається за 10 циклів, а у ґрунтосилікатного композиту втрата 10 % маси досягається за 2 цикли. Враховуючи довговічність закріплення ґрунту силікатизацією до 20 років прогнозована довговічність закріплення ґрунту матеріалом SPT[®] очікується на рівні 100 років.

4.8 В результаті динамічних випробувань встановлено, що полімерґрунтовий композит характеризується набагато меншою деформативністю під динамічними навантаженнями, ніж вихідний ґрунт.

4.9 Такими чином, виконано експериментальні дослідження деформативних та інших фізико-механічних властивостей полімермінеральних композитів. Отримано діаграми «напруження - відносна деформація», «кількість циклів динамічного навантаження - відносна деформація» та величини модуля деформації, динамічного модуля деформації полімерцементних композитів різних складів і термінів твердіння та полімерґрунтових композитів, отриманих за певними режимами ін'єктування.

РОЗДІЛ 5

ВПРОВАДЖУВАННЯ ІН'ЄКЦІЙНИХ ПОЛІМЕРНИХ СКЛАДІВ ДЛЯ ЗАГЛИБЛЕНИХ ТА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

5.1. Улаштування прокладного шару під плитами БМП та ремонт підземних штучних споруд

Для улаштування прокладного шару під плитами БМП із розробленої композиції запропоновано конструктивно-технологічне рішення, наведене на рис. 5.1, 5.2. Воно полягає у заливанні суміші композиту через отвори для шпильок в плиту, попередньо встановлених у проектне положення на локальні підкладки - маяки, в технологічний зазор, утворений верхньою гранню балки мосту, нижньою гранню плити і незнімною опалубкою із еластичного полімерного матеріалу.

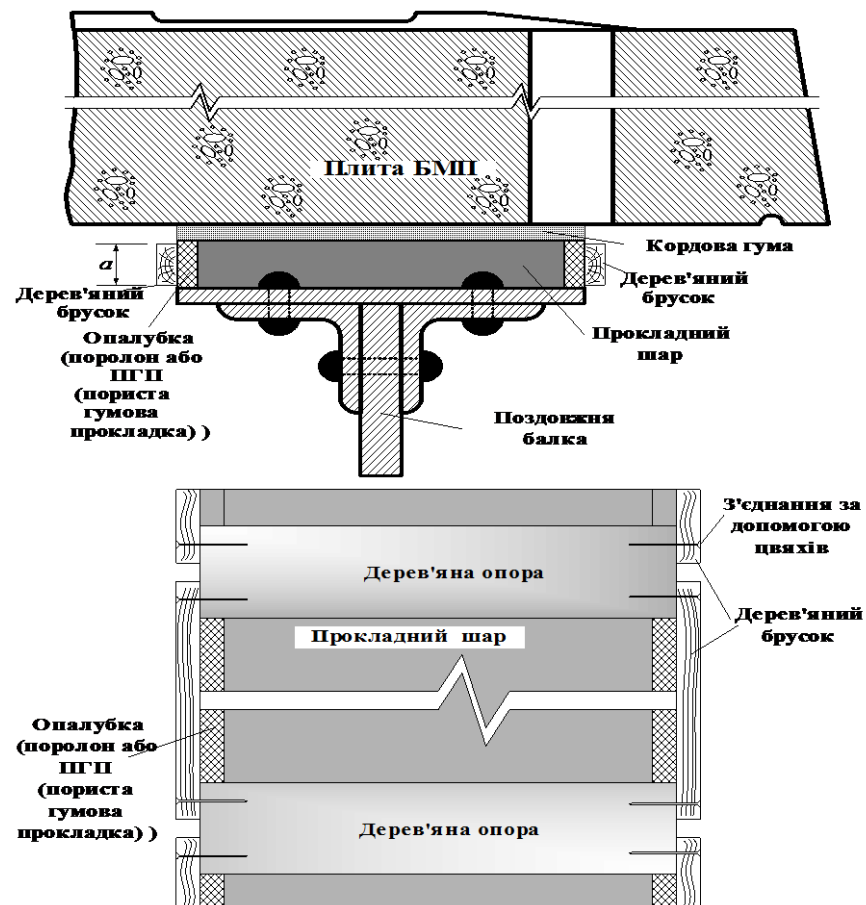


Рис. - 5.1 Конструктивно-технологічне рішення улаштування наливного прокладного шару під плитами БМП із полімерцементного композиту

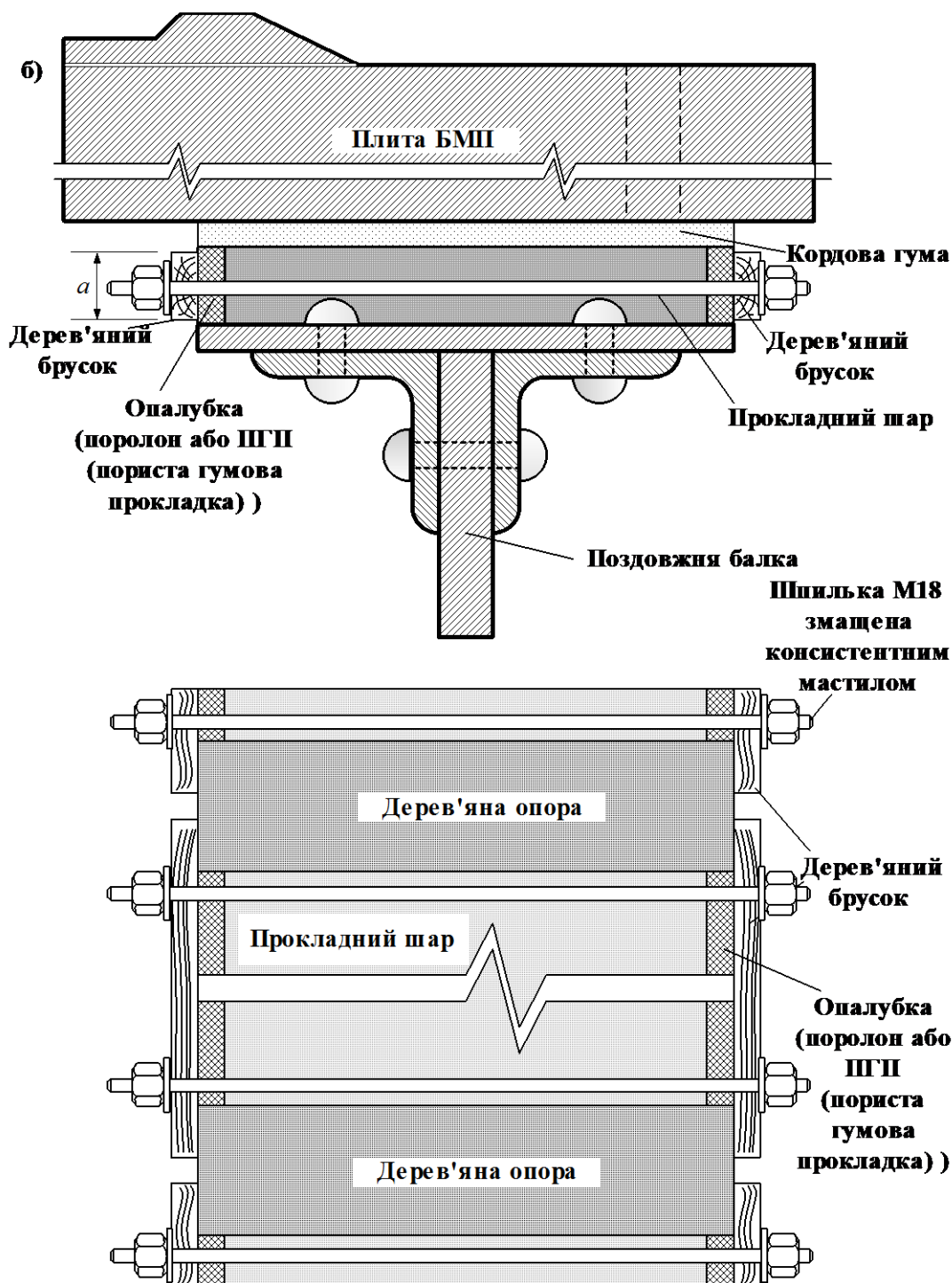


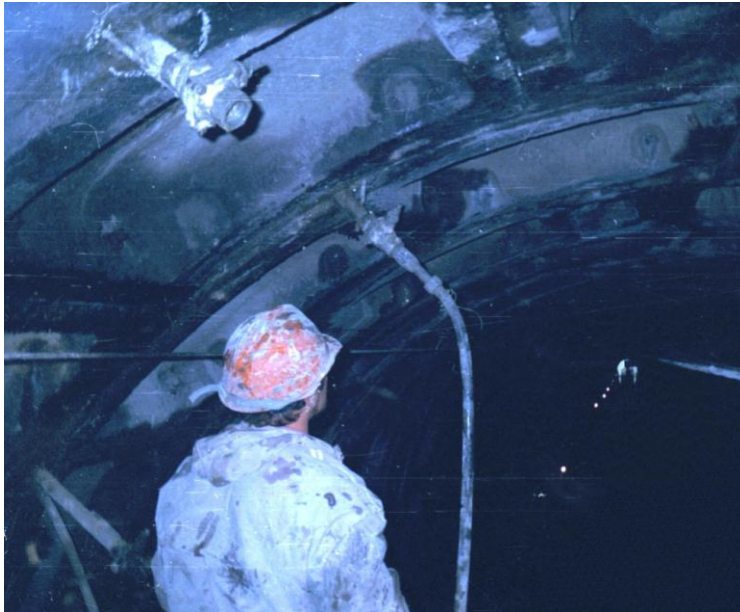
Рис. - 5.2 Кріплення опалубки за допомогою шпильок

Примітка: розмір a – висота дерев'яного бруска, яка дорівнює мінімальній товщині прокладного шару на кожній плиті. Товщина поролону дорівнює максимальній товщині прокладного шару на кожній плиті +10 мм.

Результати досліджень дозволили удосконалити розроблену раніше технологію ремонту тунелів шляхом ін'єктування цементних розчинів з

добавками-суперпластифікаторами за їх обробку (рис. 5.1, а) [84] та застосувати її для ремонту не тільки тунелів, також водопропускних труб, мостових опор (рис. 5.1, б) [63].

а)



б)

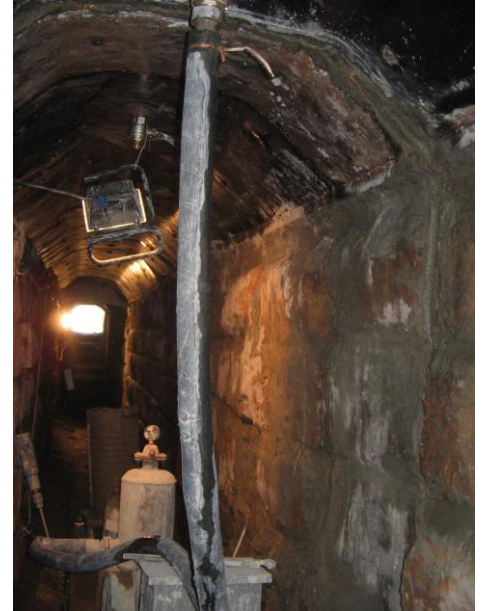


Рис. 5.3 Ін'єктування цементного розчину з добавкою – суперпластифікатором:
 а – за обробку залізничного тунелю на 128 км ділянки Самбір-Сянки Львівської залізниці; б – в зазор між сталеву оболонкою металоін'єкційної сорочки та обробкою водопропускної труби на 110 км ділянці Харків – Куп'янськ Південної залізниці

5.2 Впровадження та ефективність впровадження ін'єкційних полімерних матеріалів

Полімергрунтовий композит впроваджено під час проведення робіт з капітального ремонту водопропускної труби на 1216 км ділянки Колосівка – Одеса регіональної філії «Одеська залізниця» АТ «Укрзалізниця». Труба зведена із залізобетонних кілець. Кільця безпосередньо під коліями осілі і знаходились у рухомому стані, коливаючись по мірі руху поїздів з виплеском ґрунтової суспензії через шви. Основу труби із розрідженого ґрунту було перетворено у полімергрунтовий композит шляхом ін'єктування поліуретанового полімеру SPT[®] в основу. Роботи виконано ТОВ «Новий град»

за науково-технічного супроводження УкрДУЗТ. Економічний ефект, який досягнуто за рахунок виконання зазначених робіт замість повної перебудови труби з улаштуванням залізобетонних фундаментів, склав 2 млн. грн. Полімергрунтовий композит рекомендовано застосовувати для гідроізоляції та підвищення несучої здатності конструкцій тунелів, водопропускних труб, мостових опор, розроблено рекомендації з підвищення несучої здатності основ та гідроізоляції обробки штучних споруд. Акт впровадження наведено у додатку Г.

5.3 Використання результатів досліджень у навчальному процесі

Результати дисертаційного дослідження використовуються у навчальному процесі за спеціальностями 192 Будівництво та цивільна інженерія, освітніми програмами «Промислове та цивільне будівництво», «Будівництво та експлуатація інженерних споруд залізничного транспорту», 273 Залізничний транспорт, освітніми програмами «Залізничні споруди та колійне господарство», «Управління колійним комплексом залізниць, міського та промислового транспорту» в курсах «Будівельне матеріалознавство», «Будівельні матеріали», «Фізико-хімічна механіка будівельних матеріалів і конструкцій».

ВИСНОВКИ ЗА РОЗДІЛОМ 5

5.1 З урахуванням отриманих результатів удосконалено і опрацьовано технологію улаштування прокладного шару безбаластного мостового полотна заливанням суміші полімерцементного композиту в технологічний зазор і створення полімерґрунтового композиту в основі залізобетонної водопропускної труби ін'єктуванням поліуретанового полімеру в ґрунт. Технологію рекомендовано застосовувати для гідроізоляції та підвищення несучої здатності конструкцій тунелів, водопропускних труб, мостових опор, для влаштування прокладного шару між залізобетонним безбаластним мостовим полотном і подовжніми балками металевих мостів.

5.2 Технологія улаштування ґрунтополімерного композиту впроваджена під час капітального ремонту водопропускної труби на Одеській залізниці. Економічний ефект, що досягнуто за рахунок виконання ремонту замість повної перебудови труби, склав 2 млн. грн. Розроблено рекомендації з підвищення несучої здатності основ та гідроізоляції обробки штучних споруд. Також результати дослідження впроваджено у навчальний процес УкрДУЗТ.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Виконано аналіз матеріалів, придатних для основ залізобетонних транспортних споруд – безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит, залізобетонних водопропускних труб. Показано, що для прокладного шару безбаластного мостового полотна доцільним є застосування полімерцементних композитів, а для основ залізобетонних водопропускних труб - створення полімерґрунтових композитів.

2. Виконано аналіз напружено-деформованого стану залізобетонної плити безбаластного мостового полотна на прокладному шарі, отримано залежності напружень в плиті від модуля пружності прокладного шару та зусилля затягування шпильок прикріплення. Встановлено, що мінімальні величини напружень і деформацій в найбільш пошкоджуваних місцях плити забезпечуються у разі модуля пружності прокладного шару понад 10 ГПа, а зусилля затягування шпильок не більше 100 кН.

3. Розроблено та досліджено реологічну модель суміші, отримано залежності глибини її проникнення від тривалості ін'єктування за різних ширини технологічного зазору, динамічної в'язкості, тиску ін'єктування, водоцементного відношення, вмісту добавки суперпластифікатора, а також залежності динамічної в'язкості від потрібної глибини проникнення суміші.

4. Виконано експериментальні дослідження деформативних та інших фізико-механічних властивостей полімермінеральних композитів. Отримано діаграми «напруження - відносна деформація», «кількість циклів динамічного навантаження - відносна деформація» та величини модуля деформації (пружності), динамічного модуля деформації полімерцементних композитів різних складів і термінів твердіння та полімерґрунтових композитів, отриманих за певними режимами ін'єктування.

5. Розроблено склад полімермінерального композиту на основі портландцементу, вінілацетатного полімеру та хімічних добавок з модулем пружності через 1 добу твердіння 9 ГПа, через 7 діб - 24,6 ГПа.

6. Удосконалено технології улаштування прокладного шару безбаластного мостового полотна заливанням суміші полімерцементного композиту в технологічний зазор і створення полімерґрунтового композиту в основі залізобетонної водопропускної труби ін'єктуванням поліуретанового полімеру в ґрунт. Остання впроваджена під час капітального ремонту водопропускної труби на Одеській залізниці. Економічний ефект, що досягнуто за рахунок виконання ремонту замість повної перебудови труби, склав 2 млн. грн. Розроблено рекомендації з підвищення несучої здатності основ та гідроізоляції обробки штучних споруд. Результати дослідження впроваджено у навчальний процес УкрДУЗТ.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ЦП 0137 Інструкція з укладання та експлуатації безбаластного мостового полотна (БМП) на залізобетонних плитах / УкрДАЗТ, 2006
2. Мірошніченко С.В. Механізм тріщиноутворення у плитах безбаластного мостового полотна // Зб.наук. праць. – Харків: УкрДАЗТ, 2011. – Випуск 125. – С.160–164.
3. Забіяка О.А. Механізм тріщиноутворення у плитах безбаластного полотна та опорах залізничних мостів і підвищення їх тріщиностійкості: Дисс...канд. техн. наук: 05.23.05. – Харків: Український державний університет залізничного транспорту, 2015. – 217 с.
- 3а. ТУ У 26.6-01116472-088-2003 Плити залізобетонні безбаластного мостового полотна зі стержневої арматури без попереднього напруження / ХарДАЗТ. А.М. Плугін, С.В. Мірошніченко, О.А. Калінін та ін. – Харків, 2003
4. Орешкин А.И. Совершенствование методов расчета и технических решений безбалластного мостового полотна железнодорожных мостов: Дисс...канд. техн. наук: 05.23.11. – Защ. 28.12.2011. – Санкт-Петербург: Петербургский государственный университет путей и сообщений, 2011. - 132 с.
5. Загора, О.Л. Напружено-деформований стан залізобетонної плити безбаластного мостового полотна [Текст] / О.Л. Загора, С.В.Ключник, Г.О.Линник, М.П. Дитиненко., Д. Л. Івашкевич, О. А.Забіяка. – Дніпропетровськ: Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, 2011. – Вип. 39. – С. 47–50. – DOI: 10.15802/stp2011/6870.
6. Орешкин А.Н. Влияние жесткости прокладного слоя на динамику мостового полотна / А.И. Орешкин, В.В.Кондратов, А.М.Уздин // Известия Петербургского университета путей сообщения. - Санкт-Петербург, 2006. – С. 120 – 126. – DOI: 10.0000/cyberleninka.ru/article/n/vliyanie-zhestkosti-prokladnogo-sloya-na-dinamiku-mostovogo-polotna.
7. ЦП – 0092 Інструкція щодо улаштування й конструкції мостового полотна

- на залізничних мостах. Затверджено Наказом Укрзалізниці від 20.06.2002р № 310-Ц – Київ, 2002
8. Золотарский А.Ф., Евдокимов Б.А., Исаев Н.М., Крысанов Л.Г., Серебренников В.В., Федулов В.Ф. Железобетонные шпалы для рельсового пути. Под ред. А.Ф.Золотарского. // Транспорт. Москва, – 1980, 270 с.
 9. Технологическое обеспечение долговечности железобетонных шпал. Под ред. О.П.Мчедлова-Петросяна. // Труды ХИИТа, Харьков, 1971 – Выпуск 122. – 64 с.
 10. Manalo, A., Aravinthan, T., Karunasena, W., Ticoalu, A. A review of alternative materials for replacing existing timber sleepers. // Composite Structures, 2010. – 92 (3). – P. 603-611. – DOI: 10.1016/j.compstruct.2009.08.046
 11. Sadeghi, J.M., Babaei, A. Structural optimization of B70 railway prestressed concrete sleepers // Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering, 2006. – 30 (4). – P. 461-473.
 12. Bae Y., Pyo S. Ultra high performance concrete (UHPC) sleeper: Structural design and performance // Engineering Structures, 2020, 210. – 110374.
 13. Sadeghi, J., Tolou Kian, A.R., Shater Khabbazi, A. Improvement of mechanical properties of railway track concrete sleepers using steel fibers // Journal of Materials in Civil Engineering, 2016. – 28 (11). 04016131. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001646
 14. J Sadeghi, P Barati. Comparisons of the mechanical properties of timber, steel and concrete sleepers // Structure and Infrastructure Engineering, 2012. 8 (12), P. 1151-1159
 15. Ramezani pour, A.A., Esmaili, M., Ghahari, S.A., Najafi, M.H. Laboratory study on the effect of polypropylene fiber on durability, and physical and mechanical characteristic of concrete for application in sleepers // Construction and Building Materials, 2013. 44. P. 411 418. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.02.076
 16. Плугін, А.М., Плугін А.А., Тулей Ю.Л., Мірошніченко С.В., Калінін О.А., Лютий В.А. Досвід експлуатації залізобетонних шпал з пружними

- рейковими скріпленнями, розробленими в УкрДАЗТ // Зб. наук. праць УкрДАЗТ, Харків, 2014. Випуск 148. С. 92–103.
- 17.Плугин А.Н., Плугин А.А., Плугин Ал.А., Дудин А.А. Электрическое сопротивление железобетонных шпал с различными типами рельсовых скреплений // Зб. наук. праць УкрДАЗТ, Харків, 2009. Випуск 111. – С. 245–261.
- 18.Плугін А.А., Плугін А.М., Плугін Д.А., Борзяк О.С., Скорик О.О., Конєв О.А. Аналіз впливу агресивних дій на конструкції та споруди залізниць: Верхня будова колії в залізничних тунелях // Зб. наук. праць УкрДАЗТ, Харків, 2011. Випуск 122. С.187–201.
- 19.Пшінько П.О. Підвищення надійності залізничних залізобетонних шпал: Автореф. дис... к.т.н. 05.23.01, ПДАБА, Дніпропетровськ, 2012, 20 с.
- 20.Коваленко В.В., Заяць Ю.Л., Пшінько П.О. Дослідження причин передчасного руйнування залізобетонних шпал на Знам'янській дистанції колії ПЧ-10 Одеської залізниці // Наука та прогрес транспорту. Вісник ДНУЗТ ім. В.Лазаряна, Дніпропетровськ, 2015. Випуск 6. С. 149–163.
- 21.Kurdowski, W. Chemia Cementu i Betonu. Stowarzyszenie Producentów Cementu; Warszawa Kraków: Wydawnictwo Naukowe PWN, 2010. – S. 728/
- 22.Mindess, S. Resistance of concrete to destructive agencies // Lea's Chemistry of Cement and Concrete, Elsevier, 2019. – P. 251 – 283.
- 23.Krivenko, P., Gelevera, O., Kovalchuk, O., Bumanis, G., Korjakins, A. Alkali-aggregate reaction in alkali-activated cement concretes. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2019. – 660(1). – 012002.
- 24.Czapik, P., Owsiak, Z. Chemical corrosion of external stairs - Case study. MATEC Web of Conferences, 2018. – 163. – 05003.
- 25.Stark J.,Wicht B. Dauerhaftigkeit von Beton // Architektur und Bauwesen Weimar Universität, 1995.
- 26.Stark J. Alkali – Kieselsäure – Reaktion // Bauhaus Universität,Weimar, 2008. – P. 139.
- 27.Петрова Т.М., Сорвачова Ю.А. Внутренняя коррозия бетона как фактор

- снижения долговечности объектов транспортного строительства // Наука и транспорт. Транспортное строительство, 2012. – 4. – С. 56 – 60.
- 28.Смирнова О.М. Морозостойкость высококачественных бетонов для подрельсовых конструкций // Ресурсоэнергоэффективные технологии в строительном комплексе региона, 2014. – 4. – С. 77 –81.
- 29.Smirnova O. Obtaining the high - performance concrete for railway sleepers in Russia // Procedia Engineering, 2017. – 172. P. 1039 – 1043.
DOI: 10.1016/j.proeng.2017.02.158
- 30.Плугін А.А., Мірошніченко С.В., Калінін О.А., Ляху Л.В., Ганжела С.Ю. Експериментальні дослідження тріщиностійкості залізобетонних шпал з безпідкладковим пружним рейковим скріпленням // Зб. наук. праць УкрДУЗТ, Харків, 2020. – 192. – С. 11 – 23.
- 31.Plugin A.A., Miroshnichenko S.V., Lobiak O.V., Kalinin O.A., Plugin D.A. Crack resistance of reinforced-concrete sleepers with elastic rail fastening systems without base-plate // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2020. – 1002(1). – 012010. DOI: 10.1088/1757-899X/1002/1/012010
- 32.Инструкция по применению и проектированию безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах на металлических пролетных строениях железнодорожных мостов / Санкт-Петербург, 2005.
- 33.Звіт з аналітичного огляду сучасних конструктивно-технологічних рішень прокладного шару безбалластного мостового полотна. Проведення експериментальних досліджень технології улаштування полімеркомпозиційного прокладного шару. – Харків, 2013.
- 34.K.Geissler, S.Marx. Railway Bridges. Stahlbau, 2010. – 79(3). –P. 157 - 158.
DOI: 10.1002/stab.201590016
- 35.Aflatooni, M., Chan, T.H.T., Thambiratnam, D., Thilakarathna, H.M.I.: Classification of railway bridges based on criticality and vulnerability factors. In: Rowbottam, R. (ed.) Proceedings of the Australian Structural Engineers Conference, Engineers Australia, Perth, WA, 2012. – P. 1 – 8.
- 36.Z.Dvorak, M.Luskova, D.Rehak, S.Slivkova. Criticality Assessment of Railway

- Bridges. Lecture Notes in Intelligent Transportation and Infrastructure, 21, 2020. P. 474 - 483. DOI: 10.1007/978-3-030-38666-5_50
37. Bureika, G., Bekintis, G., Liudvinavičius, L., Vaičiūnas, G.: Applying analytic hierarchy process to assess traffic safety risk of railway infrastructure. *Maint. Reliab.* 2013. – 15(4). – P. 376 – 383.
38. Положение по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах Союза ССР / МПС СССР. – Москва: Транспорт, 1991. – 29 с.
39. Дослідження причин виникнення тріщин у плитах безбаластового мостового полотна і розробка методичних рекомендацій із забезпечення їх тріщиностійкості: Звіт з НДР у 3-х чч. / УкрДАЗТ. – Харків, 2008. – г/д №6/12-2008.
40. ЦП 0148 Настанови із ремонту бетонних і залізобетонних конструкцій мостів і труб, що експлуатуються / О.М.Пшінько, К.І.Солдатов, А.В.Краснюк та ін. – Київ: Швидкий Рух, 2006. – 280 с.
41. Страхова, Н.Є. Експлуатація і реконструкція мостів [Текст] / Н.Є.Страхова, В.О.Голубєв, П.М.Ковальов, В.В.Тодірка; під ред. А.І.Лантуха-Лященко. – Київ: ТАУ, 2002. – 408 с.
42. ЦБМЕС 0003 Інструкція про порядок огляду будівель і споруд на залізничному транспорті / ЦБМЕС Укрзалізниці. – Київ, 2004. – 47 с.
43. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений [Текст] / А.Л.Шагин, Ю.В.Бондаренко, Д.Ф.Гончаренко, В.Б.Гончаров; под. ред. А.Л.Шагина. – Москва: Высшая школа, 1991. – 352 с.
44. ЦП 0224 Рекомендації із забезпечення тріщиностійкості плит безбаластного мостового полотна / УкрДАЗТ, 2010
45. К вопросу исследования трещиностойкости железобетонных плит безбалластного мостового полотна / С.В.Мирошниченко, А.Н.Плугин, А.А.Плугин, И.Г.Корниенко // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. збірник наук. праць. - Київ: ДП НДІБК, 2009. - Вип.72. - С.457-464.

46. Аналіз впливу потенціалів від струмів витоку на утворення тріщин в плитах безбалластного мостового полотна на електрифікованих ділянках залізниць / А.А.Плугін, О.А.Забіяка, Г.О.Линник // Зб.наук.праць УкрДАЗТ.- Харків: УкрДАЗТ, 2010.- Вип.115.- С.75-82.
47. Дослідження напруг і деформацій у плитах безбалластного мостового полотна / С.В. Мірошніченко // Зб. наук. праць УкрДАЗТ, Харків: УкрДАЗТ, 2009.- Вип.109.- С.113-119.
48. Відновлення експлуатаційного ресурсу та підвищення несучої здатності прогонових будов залізничних мостів/ Г.О.Линник// Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук// Дніпропетровськ, 2011.
49. Плугин, А.Н. Основы теории твердения, прочности, разрушения и долговечности портландцемента, бетона и конструкций из них: Монография в 3-х тт. Т.3. Теория прочности, разрушения и долговечности бетона, железобетона и конструкций из них [Текст] / А.Н.Плугин, А.А.Плугин, О.А.Калинин [и др.]; под ред. А.Н.Плугина. – Київ: Наук. думка, 2012. – 288 с.
50. Развитие коллоидной химии и физико-химической механики для строительных материалов и конструкций / А.Н.Плугин, А.А.Плугин, Ал.А.Плугин // Зб.наук.праць УкрДАЗТ. – Харків: УкрДАЗТ, 2011. – Вип.125. – С. 108 – 139.
51. Систематизація пошкоджень залізобетонних плит безбалластного мостового полотна залізничних мостів / А.А.Плугін, С.В. Мірошніченко, О.А.Забіяка, Г.О.Линник, А.І. Бабенко // Зб. наук. праць УкрДАЗТ. - Харків: УкрДАЗТ, 2009. - Вип.109. - С. 120 - 130.
52. Плугин, А.Н. Структура и долговременные свойства бетона [Текст] / А.Н.Плугин, А.А.Плугин, О.А.Калинин, С.В.Мирошніченко // Строительные материалы и изделия, 2003. – №4(18). – С. 17 – 22.
53. Рунова, Р.Ф. Конструкційні матеріали нового покоління та технології їх впровадження у будівництво: Монографія [Текст] / Р.Ф.Рунова, В.І.Гоц,

- І.І.Назаренко, В.Й.Сівко, П.С.Шилюк, В.Н.Старчук, В.І.Братчун, А.М.Плугін, А.М.Плугін, М.А.Саницький. – Київ: ЕксОб, 2008. – 360 с.
- 54.Звіт з дослідження причин виникнення тріщин у плитах безбаластного мостового полотна і розробка методичних рекомендацій із забезпечення їх тріщиностійкості. - Харків, 2008.
- 55.Экспериментальные исследования работы безбаластного мостового полотна на сборных железобетонных плитах /П.Ю.Этин, Г.П.Пастушков// Автомобильные дороги и мосты.- Минск: БелдорНИИ, 2010.- Вып. №2.- С.95-101.
- 56.Плугін, А.А. Понаднормативна довгочасна повзучість бетону в залізобетонній конструкції місткісної споруди [Текст] / А.А.Плугін, А.М.Плугін, С.М.Кудренко, Д.А.Плугін // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті: Зб.наук.праць ХарДАЗТ. – Харків, 2000. – Вип.37. – С. 32 – 44.
- 57.Рекомендації з улаштування полімеркомпозиційного прокладного шару під збірним та збірномонолітним залізобетонним без баластним мостовим полотном/ УкрДАЗТ, 2013.
- 58.Мірошніченко С.В. Динамічні випробування полімер- композиційного прокладного шару для плит безбаластного мостового полотна / С.В.Мірошніченко, Н.М.Партала // Зб.наук.праць УкрДУЗТ.- Харків: УкрДУЗТ, 2015.- Вип.155.- С. 103 - 111.
- 59.Мірошніченко С.В. Цементні та полімерцементні дрібнозернисті бетони для прокладного шару безбаластного мостового полотна із залізобетонних плит / С.В.Мірошніченко, А.А. Плугін, О.А.Калінін, Н.М. Партала, С.Г. Нестеренко, В.В. Перестюк, А.В. Никитенко // Зб.наук. праць УкрДАЗТ.- Харків: УкрДАЗТ, 2014.- Вип. 148.- С. 39 – 45 (Index Copernicus).
- 60.Плугін А.М., Калінін О.А., Возненко С.І., Плугін А.А., Мірошніченко С.В. Відновлення експлуатаційних властивостей матеріалів і конструкцій. – Харків: ХарДАЗТ, 1999. – Ч.1. – 117 с.; Ч.2. – 86 с.

- 61.Плугін А.А., Трикоз Л.В. Відновлення експлуатаційних властивостей основ, фундаментів, заглиблених і підземних споруд. – Харків: УкрДАЗТ, 2005. – 141 с.
- 62.Петренко В.И., Петренко В.Д., Тютюкин А.Л. Современные технологии строительства метрополитенов. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2005. – 252 с.
- 63.Сушкевич Ю.И., Бабушкин Н.Ф., Иванов В.Ф., Козин Е.Г., Расулов А.Р. Тоннели метрополитенов: Устройство, эксплуатация и ремонт. – Москва: Метро и тоннели, 2009. – 464 с.
- 64.Гончаренко Д.Ф., Коринько И.В. Ремонт и восстановление канализационных сетей и сооружений. – Харьков: Рубикон, 1999. – 368 с.
- 65.Алейнікова А.І., Волков В.М., Гончаренко Д.Ф., Зубко Г.Г., Старкова О.В. Методологічні основи подовження експлуатаційного ресурсу підземних інженерних мереж. – Харків: Раритети України, 2017. – 320 с.
- 66.Бондаренко Д.О., Булгаков В.В., Гармаш О.О., Гончаренко Д.Ф., Піліграм С.С. Каналізаційні тунелі Харкова: Quo vadis? – Харків, 2018. – 232 с.
- 67.Булатов А.И. Тампонажные материалы и технология цементирования скважин. – Москва: Недра, 1971. – 328 с.
- 68.Максимов А.П., Евтушенко В.В. Тампонаж горных пород. – Москва: Недра, 1978. – 180 с.
- 69.. Кипко Э.Я., Полозов Ю.А., Лушникова О.Ю., Вяльцев М.М., Спичак Ю.Н., Свирский Ю.И. Тампонаж обводненных горных пород. – Москва: Недра, 1989. – 318 с.
- 70.Круглицкий Н.Н., Гранковский И.Г., Вагнер Г.Р., Детков В.П. Физико-химическая механика тампонажных растворов. – Київ: Наукова думка, 1974. – 289 с.
71. Плугин А.Н., Плугин А.А., Калинин О.А., Мирошниченко С.В., Возненко С.И., Шумик Д.В. Проницаемость гидроизоляционных составов при нагнетании в трещины скальных пород // Науковий вісник будівництва, 1999, Вип. 5, С. 31–37.

72. Плугін А.М., Калінін О.А., Плугін Арт.М., Шумик Д.В., Плугін А.А. Експериментальні дослідження проникної здатності тампонажних розчинів // Зб. наук. праць ХарДАЗТ, 2000, Вип. 37, С. 3–13.
73. Плугин А.Н., Плугин А.А., Шумик Д.В., Плугин Арт.Н., Калинин О.А., Мирошниченко С.В. Количественное описание реологических характеристик цементно-водных суспензий и механизма действия на них суперпластификаторов // Науковий вісник будівництва, 2001. – Вип. 12. – С. 173 – 189.
74. Плугин А.Н., Коринько И.В., Плугин А.А., Кирюшин В.Н., Донец А.В. Цементация межтрубного зазора при ремонте коллекторов водоотведения методом вставок // Науковий вісник будівництва, 2002. – Вип. 19. – С. 162 – 166.
75. Плугин А.Н., Герасименко О.С., Трикоз Л.В., Плугин А.А. Увеличение проникающей способности жидкого стекла в песчаный грунт // Зб. наук. праць УкрДАЗТ. – Харків, 2007. – Випуск 87. – С. 108 – 120.
76. Донец А.В., Плугин А.А., Титов Д.М. Применимость методов контроля качества строительных смесей для систем управления их приготовлением // Науковий вісник будівництва, 2002. Випуск 16. – С. 100 – 105.
77. Рекомендації з усунення тріщин у стінах будівель станційних комплексів / УкрДАЗТ. – Харків, Київ: Укрзалізниця. Головне управління будівельно-монтажних робіт і цивільних споруд, 2012. – 70 с.
78. Савйовский В.В., Болотских О.Н. Ремонт и реконструкция гражданских зданий.- Харьков: Ватерпас, 1999.- 288 с.
79. ДСТУ.Б.В.3.1.2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. - Київ: ДП УкрНДНЦ», 2017.
80. Проведення досліджень застосовності ін'єкційних полімерних матеріалів SPTTM для будівництва, реконструкції та утримання споруд залізничного транспорту.- Харків, 2017.

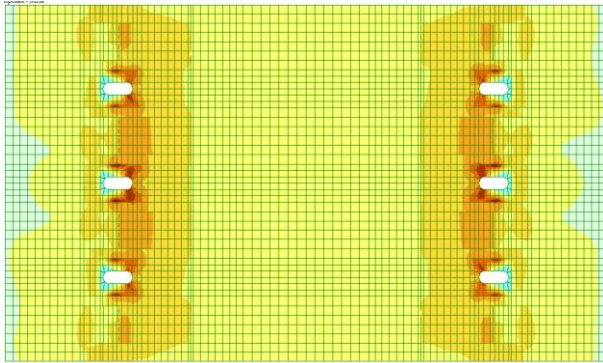
81. Відновлення експлуатаційних властивостей основ, фундаментів, заглиблених і підземних споруд/ А.А.Плугін, Л.В.Трикоз// Навчальний посібник: УкрДАЗТ, 2005.- 141 с.
82. Полищук В.П., Жуков Э.Н. Двадцатая станция Минского метрополитена / Метро и тоннели.- №4.- 2002.- С. 28 - 31.
83. Рекомендації з гідроізоляції тунелів метрополітену за допомогою цементних композицій / ХарДАЗТ. - Харків: Харківський метрополітен, 2001.- 12 с.
84. Інструкція щодо виконання робіт з нагнітання розчинів за обробку тунелів (ЦП-0136) / УкрДУЗТ. – Київ: ЦП УЗ, 2006. – 108 с.
85. Инструкция по применению композиции Монолит-3 / ООО Монолит-полимер.- Киев, 1995.- 15 с.
86. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами / ТбилЗНИИЭП.- М.: Стройиздат, 1990.- 160 с.
87. Кривенко П.В., Пушкарьова К.К. Будівельне матеріалознавство. - К: ТОВ УАВК « Екс Об», 2004. - 704с.
88. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Грунты. Классификация (ГОСТ 25100-95). – Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 51 с.
89. ДСТУ Б В.2.1-8-2001 (ГОСТ 12071-2000) «Грунты. Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків». - Київ: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2002. – 16 с.
90. ДСТУ Б В.2.1 -17:2009 Грунты. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей [Текст]. - Київ, 2010. -23 с.
91. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – Москва: Стройиздат, 1986. – 414 с.
92. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) «Грунты. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості». – Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 107 с.
93. ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96) Основы та підвалини будинків і споруд. Грунты. Методи статистичної обробки результатів випробувань. - Київ:

- Науково-дослідний, проектно-вишукувальний та конструкторсько-технологічний інститут основ і підземних споруд імені Н. М. Герсєванова (НДІОСП), 2001. – 24 с.
94. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – Москва: Стройиздат, 1986. – 414 с.
95. ДСТУ Б В.2.1-6-2000 (ГОСТ 30672-99) «ґрунти. польові випробування. Загальні положення». - Київ: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 12 с.
96. Драго Р. Физические методы в химии. Том 1. Пер. с англ. — Москва: Мир, 1981. — 422 с.
97. Бранд Дж., Эгlington Г. Применение спектроскопии в органической химии / Пер. с англ. М.Ю.Корнилова, В.А.Чуйгука, под ред. Ю.Н.Шейнкера. - Москва: Мир, 1967. - С. 127-135.
98. ЦП – 0085 Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів. Затверджено Наказом Укрзалізниці від 17.01.2002 р. № 8-Ц – Видавництво Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2003.
99. Chikhladze E.D. Stress-strained state of steel-concrete structures under force and temperature effect [Text] / Chikhladze E.D., Vatulya G.L. // Proceedings of the 5th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering - Zilina, - 2011 - p. 181 - 184.
100. Vatulia G. Carrying capacity definition of steel-concrete beams with external reinforcement under the fire impact [Text] / G. Vatulia, E. Orel, M. Kovalov // Applied Mechanics and Materials – Vol. 617 (2014) – p.167-170. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMM.617.167.
101. ЦП – 0093 Інструкція з визначенням умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах. Затверджено Наказом Укрзалізниці №354-Ц від 10.06.2002 р – Київ, 2002 – 301 с.
102. Plugin A., Miroshnichenko S., Zabiya A., Linnik G. Increase of crack-

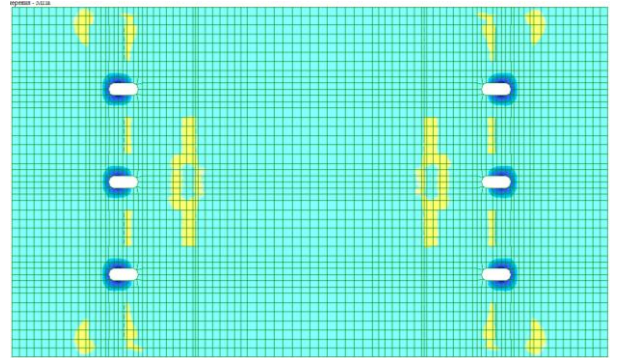
- stability of plates of without-ballast bridge bed of railway bridges [Text] / A. Plugin, S. Miroschnichenko, A. Zabiya, G Linnik // 7th International Conference on Bridges across the Danube 2010 - Sofia, Bulgaria: 2010. – P. 307 - 310.
103. Плуґін А.А., Мірошніченко С.В., Лобяк О.В., Забіяка О.А., Линник Г.О. Т.Шуба. Аналіз напружено-деформованого стану плит безбаластного мостового полотна і прокладного шару під ними [Текст] / А.А.Плуґін, С.В.Мірошніченко, О.В. Лобяк, О.А.Забіяка, Г.О Линник, Т.Шуба // Зб.наук. праць УкрДАЗТ. - Харків: УкрДАЗТ, 2014. - Вип.148. – С. 104 - 110.
104. Нестерова Е.Ю. Исследование перегруппировка курциуса для азидов моно- и дикарбоновых кислот пиридинового ряда / Е.Ю.Нестерова, А.С.Пугачева, М.В.Воевудский // Вопросы химии и химической технологии.- Днепропетровск: ГВУЗ «Украинский государственный химико-технологический университет», 2009. - №2. - С. 13 – 18.
105. Asefnejad A. Manufacturing of biodegradable polyurethane scaffolds based on polycaprolactone using a phase separation method: physical properties and in vitro assay / Azadeh Asefnejad, Mohammad Taghi Khorasani, Aliasghar Behnamghader, Babak Farsadzadeh, Shahin Bonakdar // International Journal of Nanomedicine. - Iran, Tehran, 2011, P. 2375 - 2384.
106. Баранова Н. В. Взаимосвязь химической структуры поверхности уретановых каучуков с поверхностными энергетическими и кислотно-основными характеристиками / Н. В. Баранова, Л. А. Пашина, А. В. Косточко // Харків, С. 127 – 131.

ДОДАТОК А

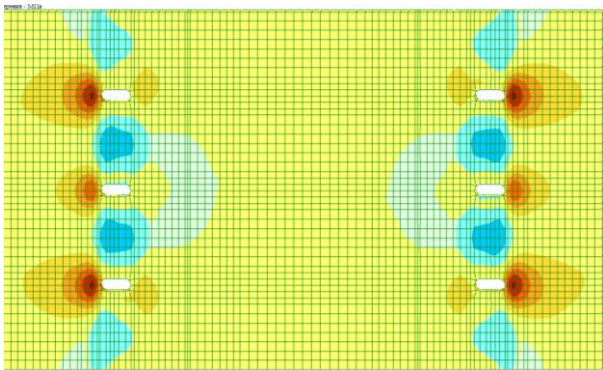
а) σ від - 0,377 до 1,21 МПа



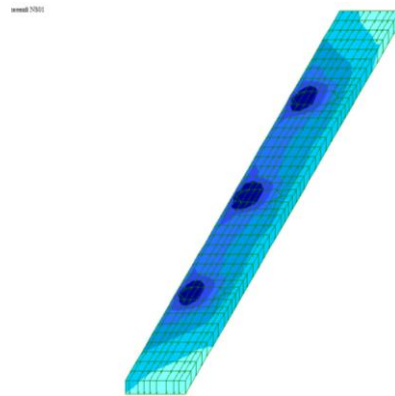
б) σ від - 11,2 до 0,0152 МПа



в) σ від - 0,294 до 0,891 МПа



г) σ від - 1 до - 0,00311 МПа



д) f від - 0,0465 до 0,00411 мм

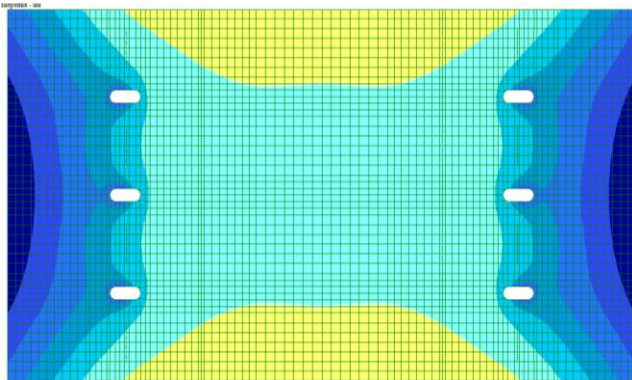
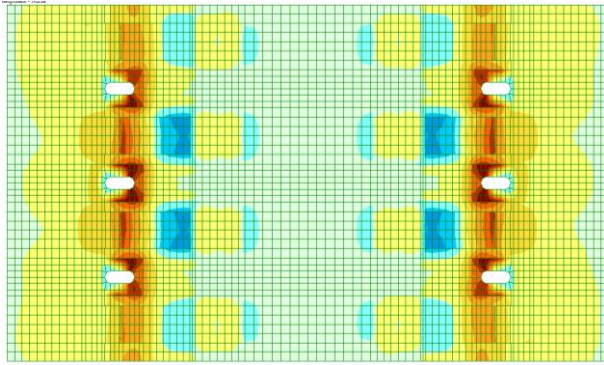
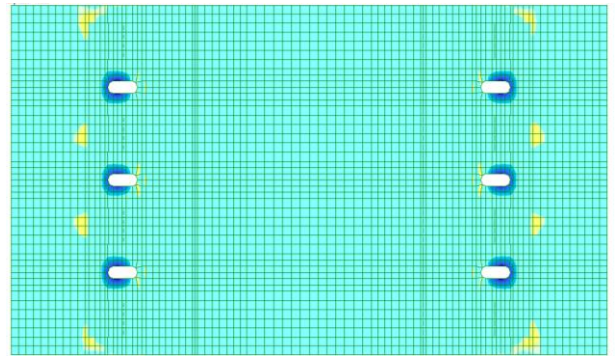


Рис. А.1 Результати розрахунку при полімерному прокладному шарі з урахуванням натягу шпильок 49 кН. (а - ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху); б - ізополя еквівалентних напруг NS01; в - ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу); г - стискаючі напруги в прокладному шарі; д - максимальні деформації, мм)

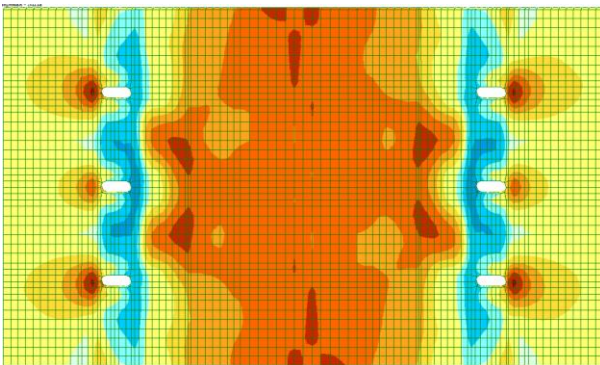
а) σ від - 0,683 до 1,56 МПа



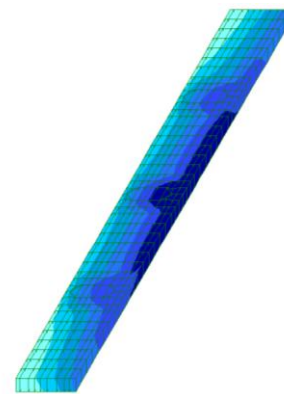
б) σ від - 10,7 до 0,136 МПа



в) σ від - 0,525 до 0,885 МПа



г) σ від - 1,75 до - 0,0185 МПа



д) f від - 0,142 до 0,0601 мм

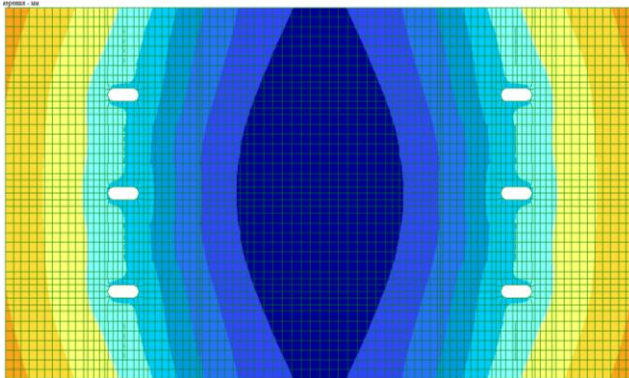
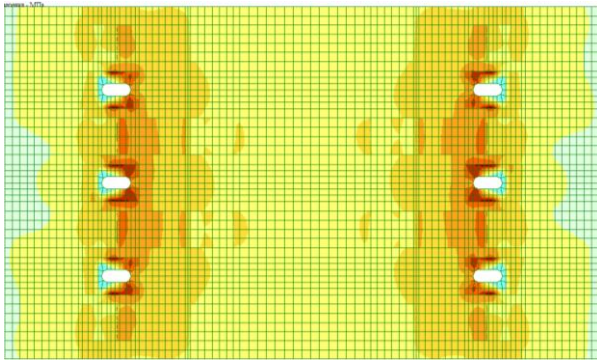
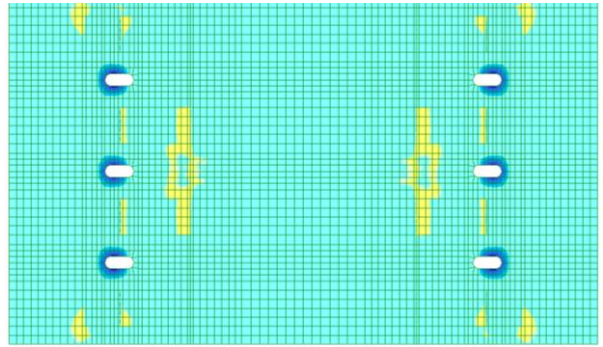


Рис. А.2 Результати розрахунку при полімерному прокладному шарі з урахуванням натягу шпильок 49 кН та поїзного навантаження.(а - ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху); б - ізополя еквівалентних напруг NS01; в - ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу); г - стискаючі напруги в прокладному шарі; д - максимальні деформації, мм)

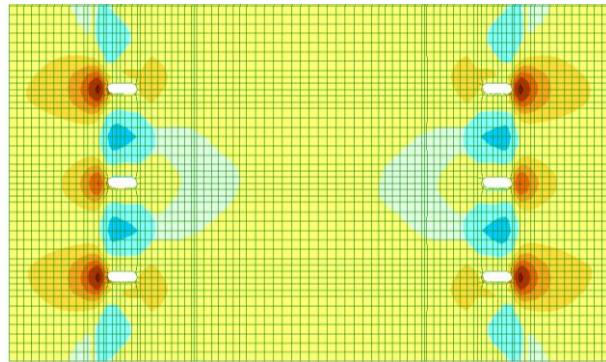
а) σ від - 0,754 до 1,82 МПа



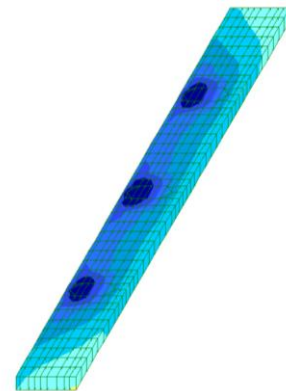
б) σ від - 22,7 до 0,0331 МПа



в) σ від - 0,492 до 1,77 МПа



г) σ від - 1,98 до 0,0182 МПа



д) f від - 0,0925 до 0,0232 мм

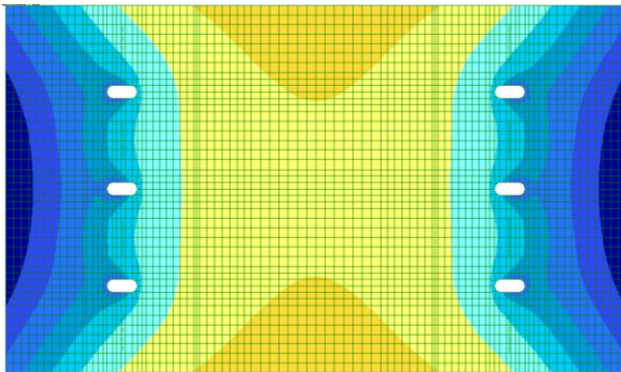
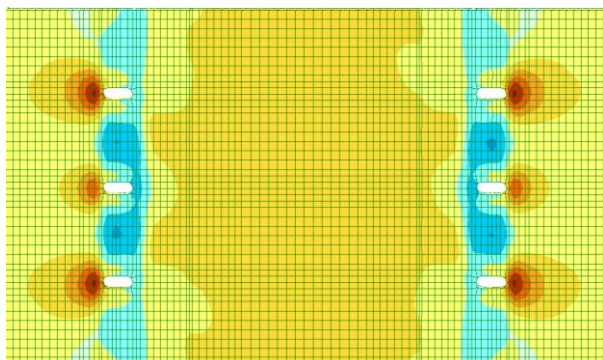
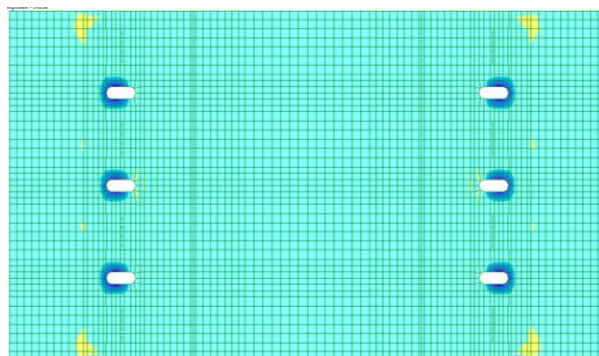


Рис. А.3 Результати розрахунку при полімерному прокладному шарі з урахуванням натягу шпильок 98 кН.(а - ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху); б - ізополя еквівалентних напруг NS01; в - ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу); г - стискаючі напруги в прокладному шарі; д - максимальні деформації, мм)

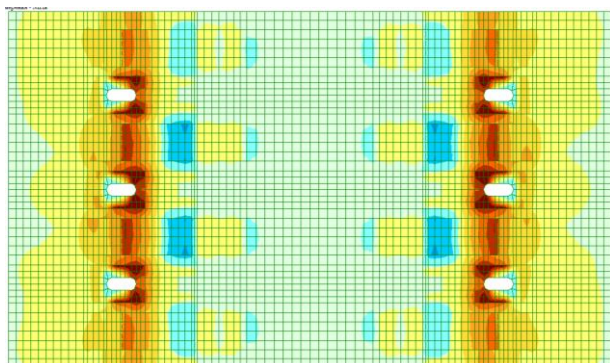
а) σ від - 0,867 до 1,82 МПа



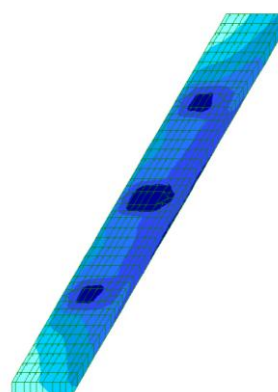
б) σ від - 22,1 до 0,0337 МПа



в) σ від - 0,867 до 1,8 МПа



г) σ від - 2,24 до - 0,0871 МПа



д) f від - 0,127 до 0,032 мм

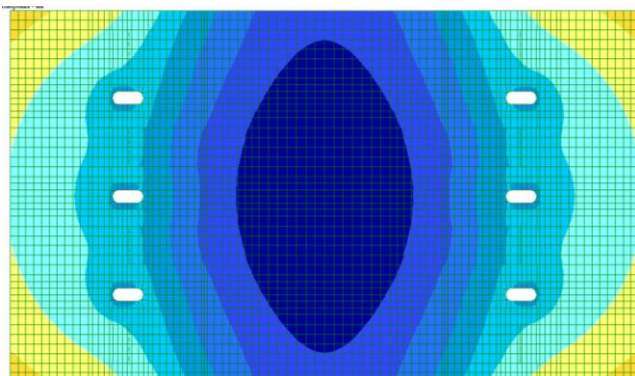
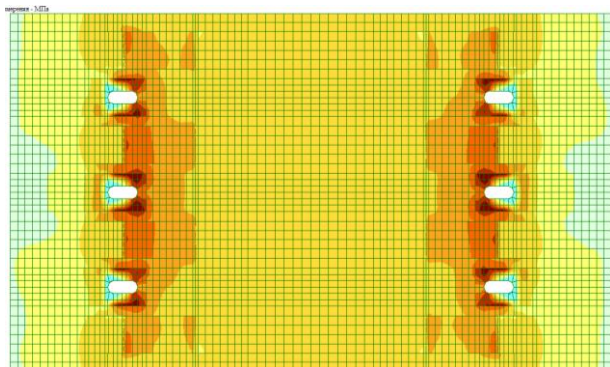
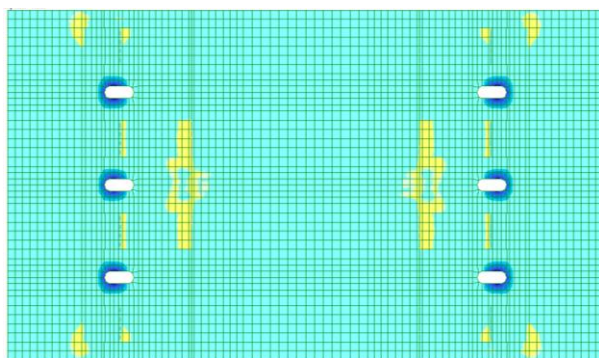


Рис. А.4 Результати розрахунку при полімерному прокладному шарі з урахуванням натягу шпильок 98 кН та поїзного навантаження. (а - ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху); б - ізополя еквівалентних напруг NS01; в - ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу); г - стискаючі напруги в прокладному шарі; д - максимальні деформації, мм)

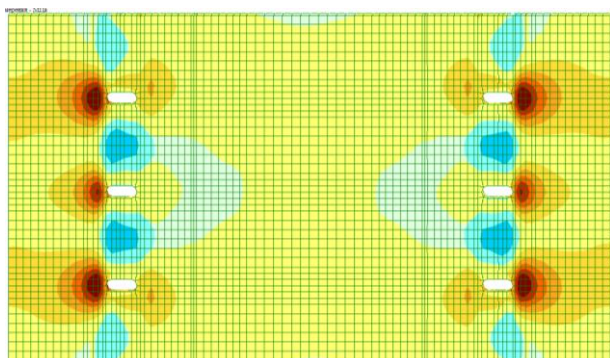
а) σ від - 0,957 до 1,81 МПа



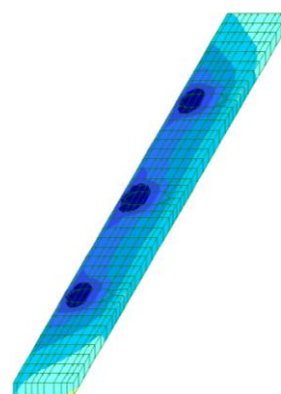
б) σ від - 29,3 до 0,0437 МПа



в) σ від - 0,611 до 1,82 МПа



г) σ від - 2,57 до 0,0302 МПа



д) f від - 0,12 до 0,0354 мм

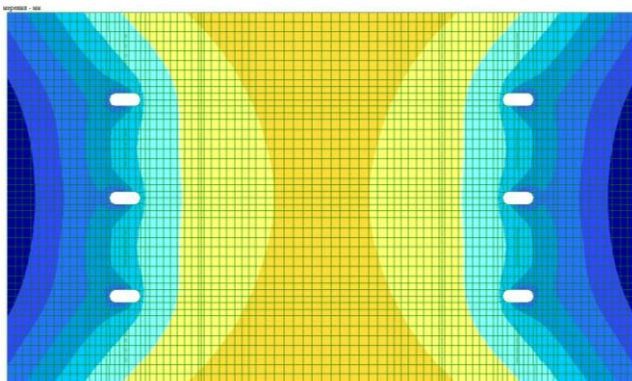
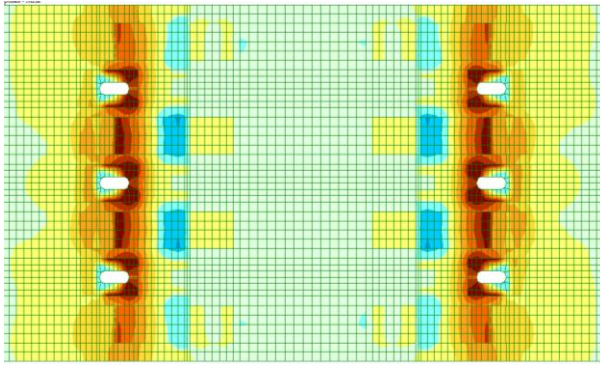
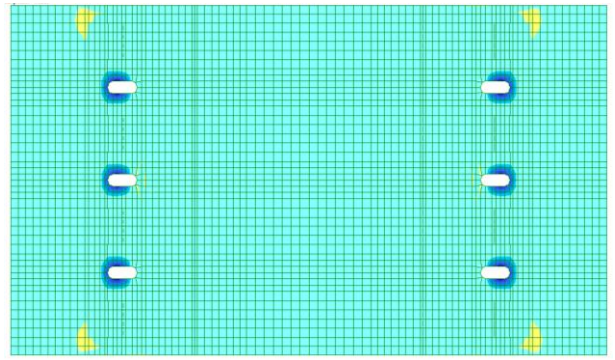


Рис. А.5 Результати розрахунку при полімерному прокладному шарі з урахуванням натягу шпильок 127 кН. (а - ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху); б - ізополя еквівалентних напруг NS01; в - ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу); г - стискаючі напруги в прокладному шарі; д - максимальні деформації, мм)

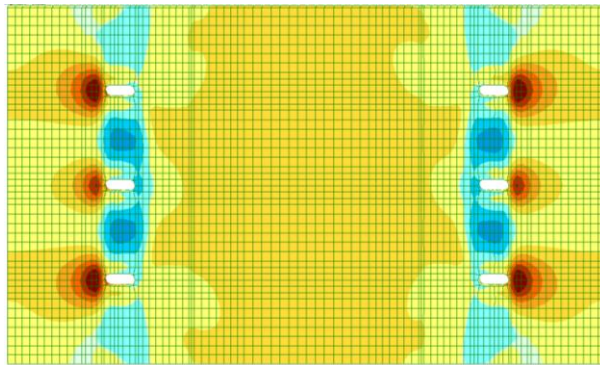
а) σ від - 1,04 до 1,81 МПа



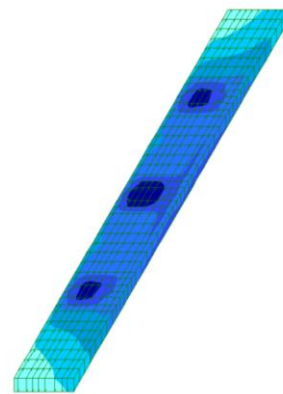
б) σ від - 28,6 до 0,031 МПа



в) σ від - 1,04 до 1,81 МПа



г) σ від - 2,8 до - 0,15 МПа



д) f від - 0,118 до 0,0152 мм

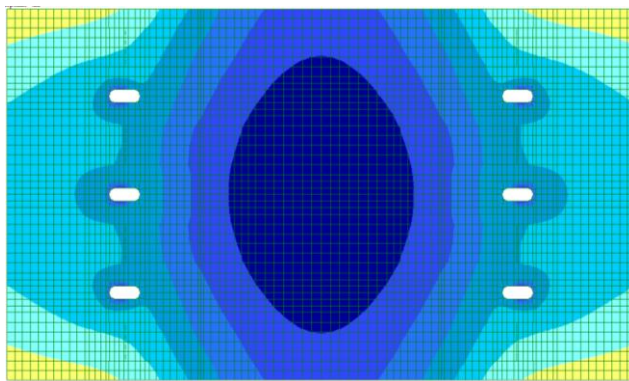


Рис. А.6 Результати розрахунку при полімерному прокладному шарі з урахуванням натягу шпильок 127 кН та поїзного навантаження. (а - ізополя еквівалентних напруг NE01 (зверху); б - ізополя еквівалентних напруг NS01; в - ізополя еквівалентних напруг NE01 (знизу); г - стискаючі напруги в прокладному шарі; д - максимальні деформації, мм)

ДОДАТОК Б

Результати випробувань зразків матеріалу SPT[®] (S1–S6), ґрунту, закріпленого матеріалом SPT[®] (31–38)

і ґрунту, закріпленого силікатизацією (C1–C3), на стійкість до перемінного зволоження та висушування

Зразок	Дати циклу випробувань	Кількість циклів	Маса сухого зразка на початку циклу m_i , кг	Сумарна втрата маси у сухому стані $\Delta m = 100(m_i - m_0)/m_0$, %	Залишок у сухому стані $100m_i/m_0$, %	Маса водонасиченого зразка m_i^{BH} , кг	Сумарна втрата маси у водонасиченому стані $\Delta m^{BH} = 100(m_i^{BH} - m_0^{BH})/m_0^{BH}$, %	Залишок у водонасиченому стані $100m_i^{BH}/m_0^{BH}$, %	Водопоглинання за масою, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S1	01.02–02.02	1	0,0427	–	100	0,0485	–	100	13,58
	05.02–06.02	2	0,0405	5	95	0,0478	1,44	98,56	18,02
	07.02–08.02	3	0,0420	2	98	0,0479	1,24	98,76	14,05
	09.02–12.02	4	0,0422	1	99	0,0501	–3,30	103,30	18,72
	13.02–14.02	5	0,0436	–2	102	0,0478	1,44	98,56	9,63
	15.02–16.02	6	0,0431	–1	101	0,049	–1,03	101,03	13,69
	19.02–20.02	7	0,0416	3	97	0,0469	3,30	96,70	12,74
	21.02–22.02	8	0,0422	1	99	0,0478	1,44	98,56	13,27
	23.02–26.02	9	0,0426	0	100	0,0478	1,44	98,56	12,21
	27.02–28.02	10	0,0428	0	100	0,0479	1,24	98,76	11,92
	12.03–13.03	11	0,0381	11	89	0,0436	10,10	89,90	14,44
	14.03–15.03	12	0,0396	7	93	0,0457	5,77	94,23	15,40
	16.03–19.03	13	0,0403	6	94	0,0482	0,62	99,38	19,60
	20.03–21.03	14	0,0413	3	97	0,0478	1,44	98,56	15,74
	22.03–23.03	15	0,0416	3	97	0,0487	–0,41	100,41	17,07
	26.03–27.03	16	0,0401	6	94	0,0462	4,74	95,26	15,21
	28.03–29.03	17	0,0410	4	96	0,0490	–1,03	101,03	19,51
	30.03–02.04	18	0,0414	3	97	0,0484	0,21	99,79	16,91
	03.04–04.04	19	0,0414	3	97	0,0473	2,47	97,53	14,25
	05.04–06.04	20	0,0421	1	99	0,0489	–0,82	100,82	16,15
	11.04–12.04	21	0,0396	7	93	0,0468	3,51	96,49	18,18

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S2	01.02–02.02	1	0,0702	–	100	0.0757	–	100	7,83
	05.02–06.02	2	0,0685	2	98	0.0766	–1.19	101,19	11,82
	07.02–08.02	3	0,0699	0	100	0.0767	–1.32	101,32	9,73
	09.02–12.02	4	0,0694	1	99	0.086	–13.61	113,61	23,92
	13.02–14.02	5	0,0709	–1	101	0.076	–0.40	100,40	7,19
	15.02–16.02	6	0,0701	0	100	0.0763	–0.79	100,79	8,84
	19.02–20.02	7	0,0688	2	98	0.076	–0.40	100,40	10,47
	21.02–22.02	8	0,0699	0	100	0.0758	–0.13	100,13	8,44
	23.02–26.02	9	0,0700	0	100	0.0778	–2.77	102,77	11,14
	27.02–28.02	10	0,0702	0	100	0.0794	–4.89	104,89	13,11
	12.03–13.03	11	0,0650	7	93	0.072	4.89	95,11	10,77
	14.03–15.03	12	0,0670	5	95	0.0813	–7.40	107,40	21,34
	16.03–19.03	13	0,0689	2	98	0.0782	–3.30	103,30	13,50
	20.03–21.03	14	0,0702	0	100	0.087	–14.93	114,93	23,93
	22.03–23.03	15	0,0705	0	100	0.079	–4.36	104,36	12,06
	26.03–27.03	16	0,0685	2	98	0.0758	–0.13	100,13	10,66
	28.03–29.03	17	0,0695	1	99	0.0779	–2.91	102,91	12,09
	30.03–02.04	18	0,0696	1	99	0.078	–3.04	103,04	12,07
	03.04–04.04	19	0,0698	1	99	0.0766	–1.19	101,19	9,74
	05.04–06.04	20	0,0703	0	100	0.0781	–3.17	103,17	11,10
	11.04–12.04	21	0,0685	2	98	0.0773	–2.11	102,11	12,85
S3	01.02–02.02	1	0,0767	–	100	0,0817	–	100	6,52
	05.02–06.02	2	0,0721	6	94	0,0808	1.10	98,90	12,07
	07.02–08.02	3	0,0741	3	97	0,0816	0.12	99,88	10,12
	09.02–12.02	4	0,0753	2	98	0,0834	–2.08	102,08	10,76
	13.02–14.02	5	0,0764	0	100	0,0815	0.24	99,76	6,68
	15.02–16.02	6	0,0755	2	98	0,0827	–1.22	101,22	9,54
	19.02–20.02	7	0,0744	3	97	0,0816	0.12	99,88	9,68
	21.02–22.02	8	0,0758	1	99	0,0836	–2.33	102,33	10,29
	23.02–26.02	9	0,0757	1	99	0,0828	–1.35	101,35	9,38

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S3	27.02–28.02	10	0,0763	1	99	0,0844	–3.30	103,30	10,62
	12.03–13.03	11	0,0704	8	92	0,0772	5.51	94,49	9,66
	14.03–15.03	12	0,0723	6	94	0,0808	1.10	98,90	11,76
	16.03–19.03	13	0,0736	4	96	0,0843	–3.18	103,18	14,54
	20.03–21.03	14	0,0750	2	98	0,0830	–1.59	101,59	10,67
	22.03–23.03	15	0,0751	2	98	0,0833	–1.96	101,96	10,92
	26.03–27.03	16	0,0730	5	95	0,0804	1.59	98,41	10,14
	28.03–29.03	17	0,0743	3	97	0,0840	–2.82	102,82	13,06
	30.03–02.04	18	0,0750	2	98	0,0835	–2.20	102,20	11,33
	03.04–04.04	19	0,0756	1	99	0,0828	–1.35	101,35	9,52
	05.04–06.04	20	0,0752	2	98	0,0823	–0.73	100,73	9,44
11.04–12.04	21	0,0733	4	96	0,0838	–2.57	102,57	14,32	
S4	01.02–02.02	1	0,1768	–	100	0,1816	–	100	2,71
	05.02–06.02	2	0,1752	1	99	0,1825	–0,50	100,50	4,17
	07.02–08.02	3	0,1764	0	100	0,1832	–0,88	100,88	3,85
	09.02–12.02	4	0,1767	0	100	0,1843	–1,49	101,49	4,30
	13.02–14.02	5	0,1771	0	100	0,1815	0,06	99,94	2,48
	15.02–16.02	6	0,1741	2	98	0,1811	0,28	99,72	4,02
	19.02–20.02	7	0,1733	2	98	0,1799	0,94	99,06	3,81
	21.02–22.02	8	0,1751	1	99	0,1825	–0,50	100,50	4,23
	23.02–26.02	9	0,1737	2	98	0,1830	–0,77	100,77	5,35
	27.02–28.02	10	0,1755	1	99	0,1811	0,28	99,72	3,19
	12.03–13.03	11	0,1726	2	98	0,1794	1,21	98,79	3,94
	14.03–15.03	12	0,1745	1	99	0,1814	0,11	99,89	3,95
	16.03–19.03	13	0,1736	2	98	0,1838	–1,21	101,21	5,88
	20.03–21.03	14	0,1740	2	98	0,1837	–1,16	101,16	5,57
	22.03–23.03	15	0,1741	2	98	0,1829	–0,72	100,72	5,05
26.03–27.03	16	0,1733	2	98	0,1802	0,77	99,23	3,98	
28.03–29.03	17	0,1739	2	98	0,1822	–0,33	100,33	4,77	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S4	30.03–02.04	18	0,1741	2	98	0,1814	0,11	99,89	4,19
	03.04–04.04	19	0,1749	1	99	0,1840	-1,32	101,32	5,20
	05.04–06.04	20	0,1744	1	99	0,1832	-0,88	100,88	5,05
	11.04–12.04	21	0,1749	1	99	0,1847	-1,71	101,71	5,60
S5	01.02–02.02	1	0,0907	–	100	0,0973	–	100	7,28
	05.02–06.02	2	0,0863	5	95	0,0976	-0,31	100,31	13,09
	07.02–08.02	3	0,0892	2	98	0,1053	-8,22	108,22	18,05
	09.02–12.02	4	0,0931	-3	103	0,1043	-7,19	107,19	12,03
	13.02–14.02	5	0,0950	-5	105	0,1027	-5,55	105,55	8,11
	15.02–16.02	6	0,0947	-4	104	0,1032	-6,06	106,06	8,98
	19.02–20.02	7	0,0928	-2	102	0,1018	-4,62	104,62	9,70
	21.02–22.02	8	0,0943	-4	104	0,1035	-6,37	106,37	9,76
	23.02–26.02	9	0,0944	-4	104	0,1073	-10,28	110,28	13,67
	27.02–28.02	10	0,0949	-5	105	0,1055	-8,43	108,43	11,17
	12.03–13.03	11	0,0872	4	96	0,0957	1,64	98,36	9,75
	14.03–15.03	12	0,0899	1	99	0,0994	-2,16	102,16	10,57
	16.03–19.03	13	0,0905	0	100	0,1025	-5,34	105,34	13,26
	20.03–21.03	14	0,0923	-2	102	0,1013	-4,11	104,11	9,75
	22.03–23.03	15	0,0911	0	100	0,1044	-7,30	107,30	14,60
	26.03–27.03	16	0,0906	0	100	0,1024	-5,24	105,24	13,02
	28.03–29.03	17	0,0928	-2	102	0,1032	-6,06	106,06	11,21
	30.03–02.04	18	0,0932	-3	103	0,1027	-5,55	105,55	10,19
	03.04–04.04	19	0,0927	-2	102	0,1023	-5,14	105,14	10,36
	05.04–06.04	20	0,0933	-3	103	0,1030	-5,86	105,86	10,40
	11.04–12.04	21	0,0906	0	100	0,1019	-4,73	104,73	12,47
S6	01.02–02.02	1	0,1120	–	100	0,1201	–	100	7,23
	05.02–06.02	2	0,1119	0	100	0,1219	-1,50	101,50	8,94
	07.02–08.02	3	0,1132	-1	101	0,1219	-1,50	101,50	7,69
	09.02–12.02	4	0,1131	-1	101	0,1249	-4,00	104,00	10,43

Продовження табл. Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S6	13.02–14.02	5	0,1152	–3	103	0,1208	–0,58	100,58	4,86
	15.02–16.02	6	0,1153	–3	103	0,1217	–1,33	101,33	5,55
	19.02–20.02	7	0,1144	–2	102	0,1191	0,83	99,17	4,11
	21.02–22.02	8	0,1141	–2	102	0,1232	–2,58	102,58	7,98
	23.02–26.02	9	0,1158	–3	103	0,1245	–3,66	103,66	7,51
	27.02–28.02	10	0,1161	–4	104	0,1235	–2,83	102,83	6,37
	12.03–13.03	11	0,1109	1	99	0,1203	–0,17	100,17	8,48
	14.03–15.03	12	0,1131	–1	101	0,1196	0,42	99,58	5,75
	16.03–19.03	13	0,1132	–1	101	0,1257	–4,66	104,66	11,04
	20.03–21.03	14	0,1149	–3	103	0,1256	–4,58	104,58	9,31
	22.03–23.03	15	0,1172	–5	105	0,1252	–4,25	104,25	6,83
	26.03–27.03	16	0,1157	–3	103	0,1231	–2,50	102,50	6,40
	28.03–29.03	17	0,1161	–4	104	0,1245	–3,66	103,66	7,24
	30.03–02.04	18	0,1149	–3	103	0,1246	–3,75	103,75	8,44
	03.04–04.04	19	0,1156	–3	103	0,1240	–3,25	103,25	7,27
05.04–06.04	20	0,1168	–4	104	0,1232	–2,58	102,58	5,48	
11.04–12.04	21	0,1140	–2	102	0,1275	–6,16	106,16	11,84	
31	25.01–29.01	1	0,2021	–	100	0,2023	–	100	0,10
	30.01–31.01	2	0,1927	4,65	95,35	0,2011	0,59	99,41	4,36
	01.02–02.02	3	0,1914	5,29	94,71	0,2012	0,54	99,46	5,12
	05.02–06.02	4	0,1883	6,83	93,17	0,2006	0,84	99,16	6,53
	07.02–08.02	5	0,1908	5,59	94,41	0,2000	1,14	98,86	4,82
	09.02–12.02	6	0,1901	5,94	94,06	0,2011	0,59	99,41	5,79
	13.02–14.02	7	0,1908	5,59	94,41	0,1994	1,43	98,57	4,51
	15.02–16.02	8	0,1893	6,33	93,67	0,1993	1,48	98,52	5,28
	19.02–20.02	9	0,1870	7,47	92,53	0,1992	1,53	98,47	6,52
	21.02–22.02	10	0,1893	6,33	93,67	0,1993	1,48	98,52	5,28
	23.02–26.02	11	0,1894	6,28	93,72	0,2003	0,99	99,01	5,76

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
31	27.02–28.02	12	0,1892	6,38	93,62	0,1988	1,73	98,27	5,07
	12.03–13.03	13	0,1852	8,36	91,64	0,1987	1,78	98,22	7,29
	14.03–15.03	14	0,1888	6,58	93,42	0,1981	2,08	97,92	4,93
	16.03–19.03	15	0,1884	6,78	93,22	0,1997	1,29	98,71	6,00
	20.03–21.03	16	0,1882	6,88	93,12	0,1980	2,13	97,87	5,21
	22.03–23.03	17	0,1881	6,93	93,07	0,1975	2,37	97,63	5,00
	26.03–27.03	18	0,1852	8,36	91,64	0,1983	1,98	98,02	7,07
	28.03–29.03	19	0,1875	7,22	92,78	0,1976	2,32	97,68	5,39
	30.03–02.04	20	0,1888	6,58	93,42	0,1982	2,03	97,97	4,98
	03.04–04.04	21	0,1875	7,22	92,78	0,1965	2,87	97,13	4,80
	05.04–06.04	22	0,1868	7,57	92,43	0,1962	3,02	96,98	5,03
	11.04–12.04	23	0,1838	9,05	90,95	0,1961	3,06	96,94	6,69
32	25,01/29,01	1	0.3392	0.00	100.00	0.3414	0	100	0.65
	30,01/31,01	2	0.3284	3.18	96.82	0.3402	0.35	99.65	3.59
	01,02/02,02	3	0.3269	3.63	96.37	0.3401	0.38	99.62	4.04
	05,02/06,02	4	0.3212	5.31	94.69	0.3378	1.05	98.95	5.17
	07,02/08,02	5	0.3247	4.27	95.73	0.3365	1.44	98.56	3.63
	09,02/12,02	6	0.3231	4.75	95.25	0.3377	1.08	98.92	4.52
	13,02/14,02	7	0.3241	4.45	95.55	0.3354	1.76	98.24	3.49
	15,02/16,02	8	0.3215	5.22	94.78	0.3352	1.82	98.18	4.26
	19,02/20,02	9	0.3167	6.63	93.37	0.3339	2.20	97.80	5.43
	21,02/22,02	10	0.321	5.37	94.63	0.3342	2.11	97.89	4.11
	23,02/26,02	11	0.3211	5.34	94.66	0.3351	1.85	98.15	4.36
	27,02/28,02	12	0.3203	5.57	94.43	0.334	2.17	97.83	4.28
	12,03//13,03	13	0.3108	8.37	91.63	0.3307	3.13	96.87	6.40
	14,03/15,03	14	0.3176	6.37	93.63	0.3311	3.02	96.98	4.25

Продовження табл. Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
32	16,03/19,03	15	0.3173	6.46	93.54	0.3324	2.64	97.36	4.76
	20,03/21,03	16	0.3173	6.46	93.54	0.3308	3.10	96.90	4.25
	22,03/23,03	17	0.3173	6.46	93.54	0.3308	3.10	96.90	4.25
	26,03/27,03	18	0.3119	8.05	91.95	0.3312	2.99	97.01	6.19
	28,03/29,03	19	0.3163	6.75	93.25	0.33	3.34	96.66	4.33
	30,03/02,04	20	0.3184	6.13	93.87	0.3309	3.08	96.92	3.93
	03,04/04,04	21	0.3168	6.60	93.40	0.3291	3.60	96.40	3.88
	05,04/06,04	22	0.3174	6.43	93.57	0.3291	3.60	96.40	3.69
	11,04/12,04	23	0.3107	8.40	91.60	0.3278	3.98	96.02	5.50
33	25,01/29,01	1	0.2466	0.00	100.00	0.2521	0	100	2.23
	30,01/31,01	2	0.2423	1.74	98.26	0.2512	0.36	99.64	3.67
	01,02/02,02	3	0.2415	2.07	97.93	0.2514	0.28	99.72	4.10
	05,02/06,02	4	0.2377	3.61	96.39	0.2505	0.63	99.37	5.38
	07,02/08,02	5	0.2412	2.19	97.81	0.2503	0.71	99.29	3.77
	09,02/12,02	6	0.2401	2.64	97.36	0.2513	0.32	99.68	4.66
	13,02/14,02	7	0.242	1.87	98.13	0.2506	0.60	99.40	3.55
	15,02/16,02	8	0.2406	2.43	97.57	0.2502	0.75	99.25	3.99
	19,02/20,02	9	0.237	3.89	96.11	0.2495	1.03	98.97	5.27
	21,02/22,02	10	0.2407	2.39	97.61	0.2498	0.91	99.09	3.78
	23,02/26,02	11	0.2408	2.35	97.65	0.2509	0.48	99.52	4.19
	27,02/28,02	12	0.2406	2.43	97.57	0.2495	1.03	98.97	3.70
	12,03//13,03	13	0.2341	5.07	94.93	0.2491	1.19	98.81	6.41
	14,03/15,03	14	0.24	2.68	97.32	0.249	1.23	98.77	3.75
	16,03/19,03	15	0.24	2.68	97.32	0.2514	0.28	99.72	4.75
20,03/21,03	16	0.2398	2.76	97.24	0.2495	1.03	98.97	4.05	
22,03/23,03	17	0.2398	2.76	97.24	0.2492	1.15	98.85	3.92	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
33	26,03/27,03	18	0.2362	4.22	95.78	0.2504	0.67	99.33	6.01
	28,03/29,03	19	0.2396	2.84	97.16	0.2498	0.91	99.09	4.26
	30,03/02,04	20	0.2415	2.07	97.93	0.2504	0.67	99.33	3.69
	03,04/04,04	21	0.2415	2.07	97.93	0.2492	1.15	98.85	3.19
	05,04/06,04	22	0.2392	3.00	97.00	0.249	1.23	98.77	4.10
	11,04/12,04	23	0.2352	4.62	95.38	0.2483	1.51	98.49	5.57
34	25,01/29,01	1	0.3582	0.00	100.00	0.3649	0.00	100.00	1.87
	30,01/31,01	2	0.352	1.73	98.27	0.3635	0.38	99.62	3.27
	01,02/02,02	3	0.3504	2.18	97.82	0.3631	0.49	99.51	3.62
	05,02/06,02	4	0.3436	4.08	95.92	0.3621	0.77	99.23	5.38
	07,02/08,02	5	0.3476	2.96	97.04	0.3589	1.64	98.36	3.25
	09,02/12,02	6	0.3457	3.49	96.51	0.3615	0.93	99.07	4.57
	13,02/14,02	7	0.3474	3.02	96.98	0.3593	1.53	98.47	3.43
	15,02/16,02	8	0.3453	3.60	96.40	0.3589	1.64	98.36	3.94
	19,02/20,02	9	0.3399	5.11	94.89	0.3575	2.03	97.97	5.18
	21,02/22,02	10	0.3446	3.80	96.20	0.3576	2.00	98.00	3.77
	23,02/26,02	11	0.3449	3.71	96.29	0.3588	1.67	98.33	4.03
	27,02/28,02	12	0.3435	4.10	95.90	0.3568	2.22	97.78	3.87
	12,03//13,03	13	0.3336	6.87	93.13	0.3552	2.66	97.34	6.47
	14,03/15,03	14	0.3427	4.33	95.67	0.355	2.71	97.29	3.59
	16,03/19,03	15	0.3434	4.13	95.87	0.3577	1.97	98.03	4.16
	20,03/21,03	16	0.3417	4.61	95.39	0.3546	2.82	97.18	3.78
	22,03/23,03	17	0.3413	4.72	95.28	0.3548	2.77	97.23	3.96
	26,03/27,03	18	0.3355	6.34	93.66	0.3599	1.37	98.63	7.27
	28,03/29,03	19	0.3403	5.00	95.00	0.354	2.99	97.01	4.03
	30,03/02,04	20	0.3416	4.63	95.37	0.3559	2.47	97.53	4.19

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
34	03,04/04,04	21	0.3415	4.66	95.34	0.3534	3.15	96.85	3.48
	05,04/06,04	22	0.3414	4.69	95.31	0.3544	2.88	97.12	3.81
	11,04/12,04	23	0.3351	6.45	93.55	0.3533	3.18	96.82	5.43
	27,02/28,02	12	0.2763	2.61	97.39	0.2877	3.26	96.74	4.13
35	25,01/29,01	1	0.4046	0.00	100.00	0.4131	0.00	100.00	2.10
	30,01/31,01	2	0.3999	1.16	98.84	0.4117	0.34	99.66	2.95
	01,02/02,02	3	0.3985	1.51	98.49	0.4124	0.17	99.83	3.49
	05,02/06,02	4	0.3914	3.26	96.74	0.4105	0.63	99.37	4.88
	07,02/08,02	5	0.3961	2.10	97.90	0.4078	1.28	98.72	2.95
	09,02/12,02	6	0.3937	2.69	97.31	0.4105	0.63	99.37	4.27
	13,02/14,02	7	0.3958	2.17	97.83	0.4075	1.36	98.64	2.96
	15,02/16,02	8	0.3923	3.04	96.96	0.4069	1.50	98.50	3.72
	19,02/20,02	9	0.3864	4.50	95.50	0.4061	1.69	98.31	5.10
	21,02/22,02	10	0.392	3.11	96.89	0.4053	1.89	98.11	3.39
	23,02/26,02	11	0.3915	3.24	96.76	0.4073	1.40	98.60	4.04
	27,02/28,02	12	0.391	3.36	96.64	0.4051	1.94	98.06	3.61
	12,03//13,03	13	0.3782	6.52	93.48	0.401	2.93	97.07	6.03
	14,03/15,03	14	0.3879	4.13	95.87	0.4014	2.83	97.17	3.48
	16,03/19,03	15	0.3881	4.08	95.92	0.4041	2.18	97.82	4.12
	20,03/21,03	16	0.3865	4.47	95.53	0.4007	3.00	97.00	3.67
	22,03/23,03	17	0.3867	4.42	95.58	0.4	3.17	96.83	3.44
	26,03/27,03	18	0.3792	6.28	93.72	0.3997	3.24	96.76	5.41
	28,03/29,03	19	0.3839	5.12	94.88	0.3993	3.34	96.66	4.01
	30,03/02,04	20	0.3863	4.52	95.48	0.4015	2.81	97.19	3.93
	03,04/04,04	21	0.3873	4.28	95.72	0.3988	3.46	96.54	2.97
	05,04/06,04	22	0.3866	4.45	95.55	0.3991	3.39	96.61	3.23
	11,04/12,04	23	0.3771	6.80	93.20	0.3979	3.68	96.32	5.52

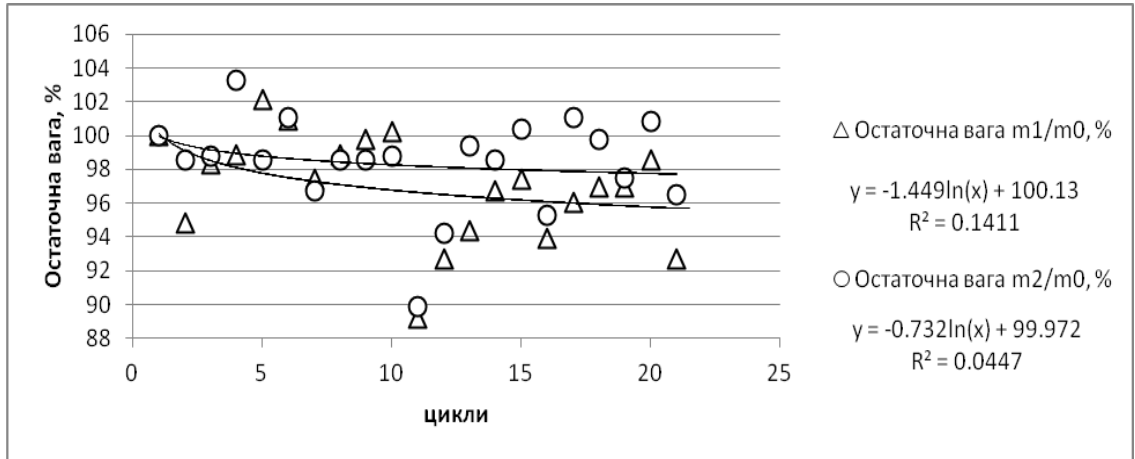
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
36	25,01/29,01	1	0.2901	0.00	100.00	0.2978	0.00	100.00	2.65
	30,01/31,01	2	0.2675	7.79	92.21	0.2769	7.02	92.98	3.51
	01,02/02,02	3	0.2664	8.17	91.83	0.2768	7.05	92.95	3.90
	05,02/06,02	4	0.2603	10.27	89.73	0.2761	7.29	92.71	6.07
	07,02/08,02	5	0.2654	8.51	91.49	0.2742	7.92	92.08	3.32
	09,02/12,02	6	0.2631	9.31	90.69	0.2749	7.69	92.31	4.48
	13,02/14,02	7	0.2649	8.69	91.31	0.2738	8.06	91.94	3.36
	15,02/16,02	8	0.2617	9.79	90.21	0.2735	8.16	91.84	4.51
	19,02/20,02	9	0.2579	11.10	88.90	0.2723	8.56	91.44	5.58
	21,02/22,02	10	0.2626	9.48	90.52	0.2725	8.50	91.50	3.77
	23,02/26,02	11	0.2616	9.82	90.18	0.2741	7.96	92.04	4.78
	27,02/28,02	12	0.2621	9.65	90.35	0.2721	8.63	91.37	3.82
	12,03//13,03	13	0.2539	12.48	87.52	0.2711	8.97	91.03	6.77
	14,03/15,03	14	0.26	10.38	89.62	0.2712	8.93	91.07	4.31
	16,03/19,03	15	0.2596	10.51	89.49	0.2731	8.29	91.71	5.20
	20,03/21,03	16	0.2598	10.44	89.56	0.2712	8.93	91.07	4.39
	22,03/23,03	17	0.2605	10.20	89.80	0.2705	9.17	90.83	3.84
	26,03/27,03	18	0.2554	11.96	88.04	0.2712	8.93	91.07	6.19
	28,03/29,03	19	0.2604	10.24	89.76	0.2711	8.97	91.03	4.11
	30,03/02,04	20	0.2612	9.96	90.04	0.2717	8.76	91.24	4.02
	03,04/04,04	21	0.2619	9.72	90.28	0.2702	9.27	90.73	3.17
	05,04/06,04	22	0.2609	10.07	89.93	0.2687	9.77	90.23	2.99
	11,04/12,04	23	0.2535	12.62	87.38	0.2691	9.64	90.36	6.15
37	25,01/29,01	1	0.2598	0.00	100.00	0.267	0.00	100.00	2.77
	30,01/31,01	2	0.2566	1.23	98.77	0.2657	0.49	99.51	3.55
	01,02/02,02	3	0.2556	1.62	98.38	0.2654	0.60	99.40	3.83

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
37	05,02/06,02	4	0.2516	3.16	96.84	0.2648	0.82	99.18	5.25	
	07,02/08,02	5	0.255	1.85	98.15	0.2633	1.39	98.61	3.25	
	09,02/12,02	6	0.2532	2.54	97.46	0.2656	0.52	99.48	4.90	
	13,02/14,02	7	0.2551	1.81	98.19	0.264	1.12	98.88	3.49	
	15,02/16,02	8	0.2527	2.73	97.27	0.2633	1.39	98.61	4.19	
	19,02/20,02	9	0.2494	4.00	96.00	0.2623	1.76	98.24	5.17	
	21,02/22,02	10	0.2532	2.54	97.46	0.2626	1.65	98.35	3.71	
	23,02/26,02	11	0.2528	2.69	97.31	0.2645	0.94	99.06	4.63	
	27,02/28,02	12	0.2517	3.12	96.88	0.2622	1.80	98.20	4.17	
	12,03//13,03	13	0.25	3.77	96.23	0.2611	2.21	97.79	4.44	
	14,03/15,03	14	0.2505	3.58	96.42	0.2611	2.21	97.79	4.23	
	16,03/19,03	15	0.2515	3.19	96.81	0.2641	1.09	98.91	5.01	
	20,03/21,03	16	0.2513	3.27	96.73	0.2618	1.95	98.05	4.18	
	22,03/23,03	17	0.252	3.00	97.00	0.2619	1.91	98.09	3.93	
	26,03/27,03	18	0.25	3.77	96.23	0.2618	1.95	98.05	4.72	
	28,03/29,03	19	0.2519	3.04	96.96	0.262	1.87	98.13	4.01	
	30,03/02,04	20	0.2531	2.58	97.42	0.2639	1.16	98.84	4.27	
	03,04/04,04	21	0.2541	2.19	97.81	0.2622	1.80	98.20	3.19	
	05,04/06,04	22	0.2524	2.85	97.15	0.2613	2.13	97.87	3.53	
	11,04/12,04	23	0.2452	5.62	94.38	0.2603	2.51	97.49	6.16	
	38	25,01/29,01	1	0.2837	0.00	100.00	0.2974	0.00	100.00	4.83
		30,01/31,01	2	0.2838	-0.04	100.04	0.2937	1.24	98.76	3.49
		01,02/02,02	3	0.2802	1.23	98.77	0.292	1.82	98.18	4.21
05,02/06,02		4	0.2744	3.28	96.72	0.2913	2.05	97.95	6.16	
07,02/08,02		5	0.2774	2.22	97.78	0.289	2.82	97.18	4.18	
09,02/12,02		6	0.2757	2.82	97.18	0.2913	2.05	97.95	5.66	

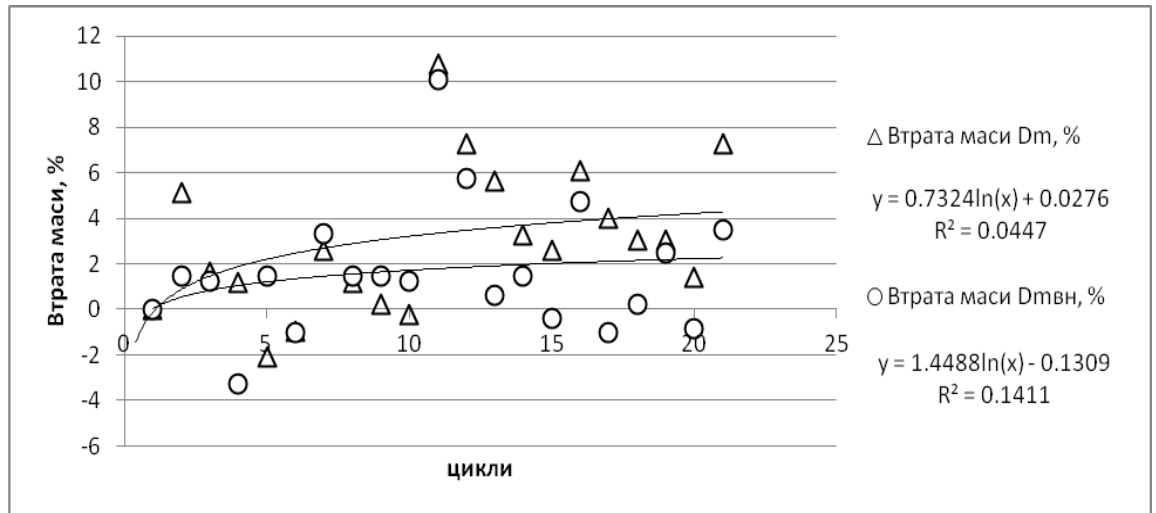
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
38	13,02/14,02	7	0.2772	2.29	97.71	0.2896	2.62	97.38	4.47
	15,02/16,02	8	0.2753	2.96	97.04	0.2891	2.79	97.21	5.01
	19,02/20,02	9	0.2724	3.98	96.02	0.2881	3.13	96.87	5.76
	21,02/22,02	10	0.275	3.07	96.93	0.288	3.16	96.84	4.73
	23,02/26,02	11	0.2748	3.14	96.86	0.2896	2.62	97.38	5.39
	27,02/28,02	12	0.2763	2.61	97.39	0.2877	3.26	96.74	4.13
	12,03//13,03	13	0.2673	5.78	94.22	0.2868	3.56	96.44	7.30
	14,03/15,03	14	0.2729	3.81	96.19	0.2867	3.60	96.40	5.06
	16,03/19,03	15	0.2729	3.81	96.19	0.2886	2.96	97.04	5.75
	20,03/21,03	16	0.2722	4.05	95.95	0.286	3.83	96.17	5.07
	22,03/23,03	17	0.2728	3.84	96.16	0.2867	3.60	96.40	5.10
	26,03/27,03	18	0.2681	5.50	94.50	0.2862	3.77	96.23	6.75
	28,03/29,03	19	0.2721	4.09	95.91	0.2864	3.70	96.30	5.26
	30,03/02,04	20	0.2732	3.70	96.30	0.2885	2.99	97.01	5.60
	03,04/04,04	21	0.274	3.42	96.58	0.2858	3.90	96.10	4.31
05,04/06,04	22	0.2737	3.52	96.48	0.2846	4.30	95.70	3.98	
11,04/12,04	23	0.2662	6.17	93.83	0.2851	4.14	95.86	7.10	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	26,03/27,03	1	0.4209	0.00	100.00	0.4074	0.00	100.00	-3.21
	28,03/29,03	2	0.3698	12.14	87.86	0.3911	4.00	96.00	5.76
	30,03/02,04	3	0.3607	14.30	85.70	0.3834	5.89	94.11	6.29
	03,04/04,04	4	0.3541	15.87	84.13	0.3805	6.60	93.40	7.46
	05,04/06,04	5	0.3577	15.02	84.98	0.3797	6.80	93.20	6.15
	11,04/12,04	6	0.3232	23.21	76.79	0.374	8.20	91.80	15.72
C2	26,03/27,03	1	0.4014	0.00	100.00	0.4039	0	100	0.62
	28,03/29,03	2	0.3677	8.40	91.60	0.3898	3.49	96.51	6.01
	30,03/02,04	3	0.3618	9.87	90.13	0.3838	4.98	95.02	6.08
	03,04/04,04	4	0.325	19.03	80.97	0.3768	6.71	93.29	15.94
	05,04/06,04	5	0.3558	11.36	88.64	0.3756	7.01	92.99	5.56
	11,04/12,04	6	0.3141	21.75	78.25	0.3687	8.72	91.28	17.38
C3	26,03/27,03	1	0.4251	0.00	100.00	0.4144	0	100	-2.52
	28,03/29,03	2	0.3847	9.50	90.50	0.4011	3.21	96.79	4.26
	30,03/02,04	3	0.3704	12.87	87.13	0.3902	5.84	94.16	5.35
	03,04/04,04	4	0.3564	16.16	83.84	0.3834	7.48	92.52	7.58
	05,04/06,04	5	0.3579	15.81	84.19	0.3822	7.77	92.23	6.79
	11,04/12,04	6	0.32	24.72	75.28	0.3774	8.93	91.07	17.94

а)



б)



в)

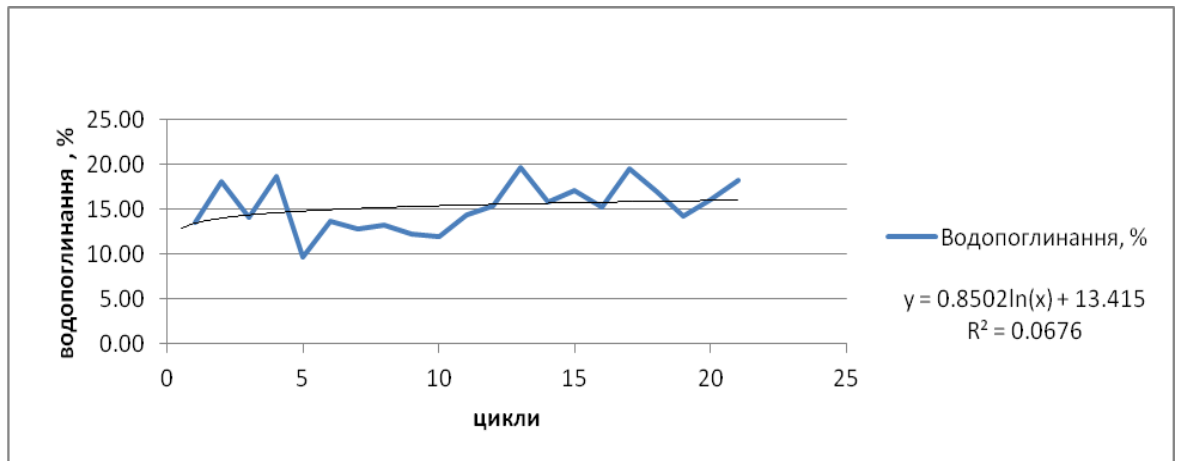
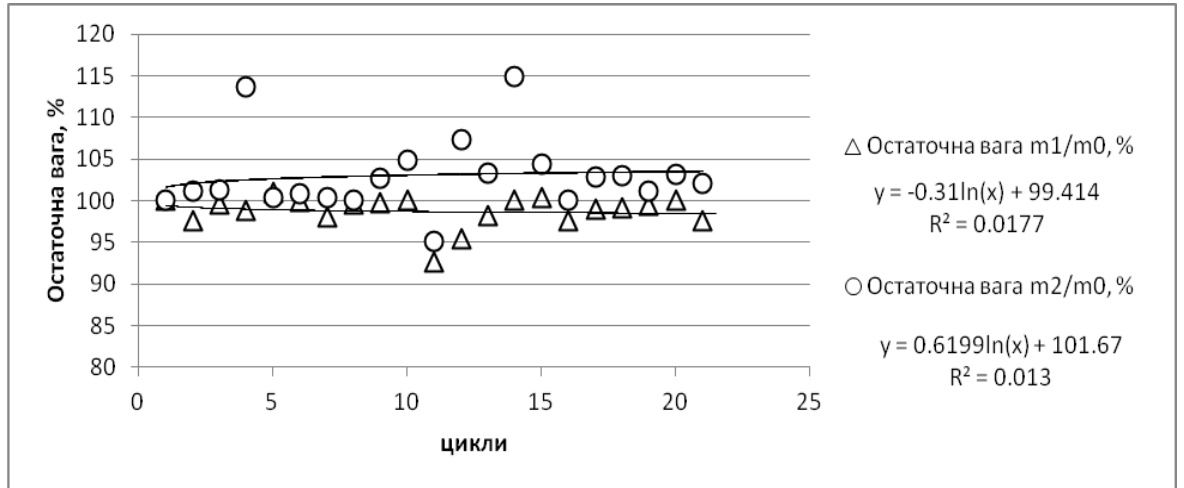
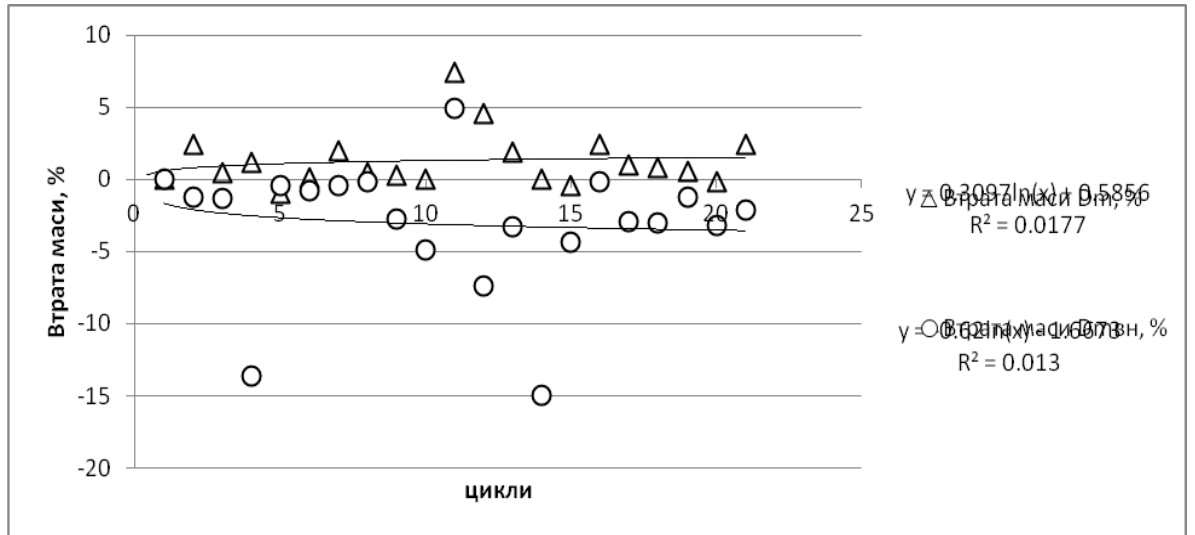


Рис. Б.1 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – висушування зразка S1 (отвердженого у ґрунті матеріалу SPT[®]): а – залишку (остаточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

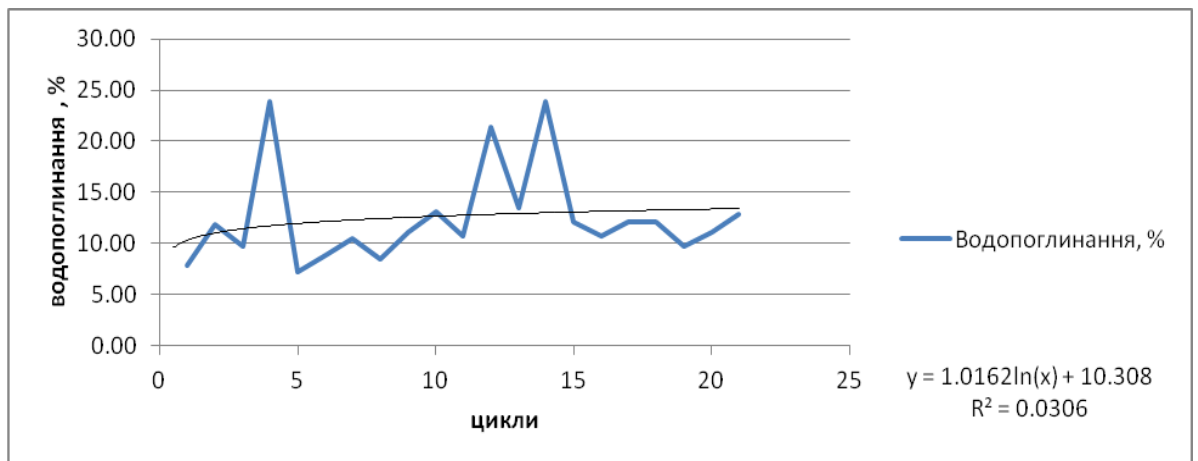
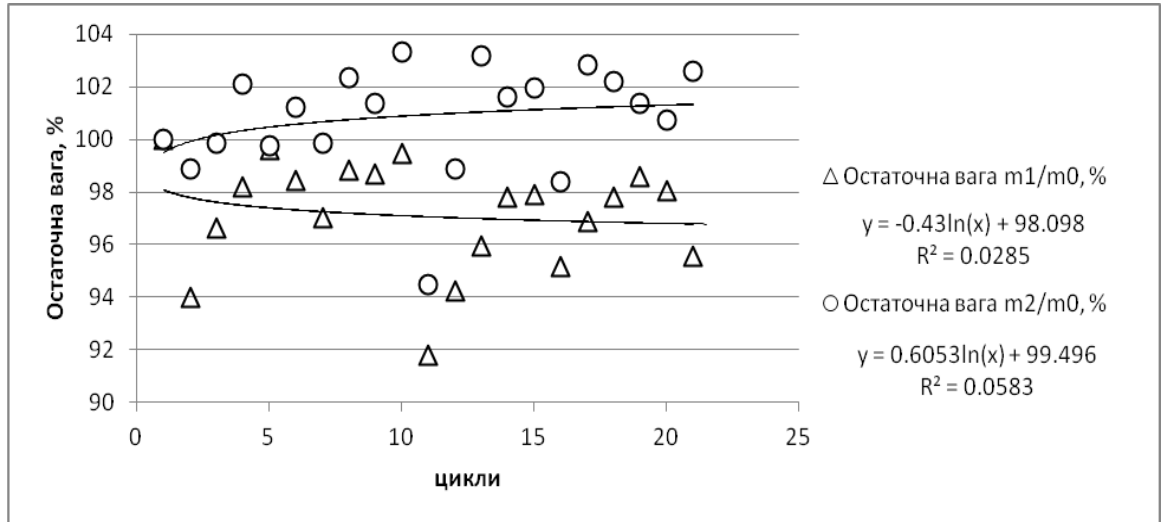
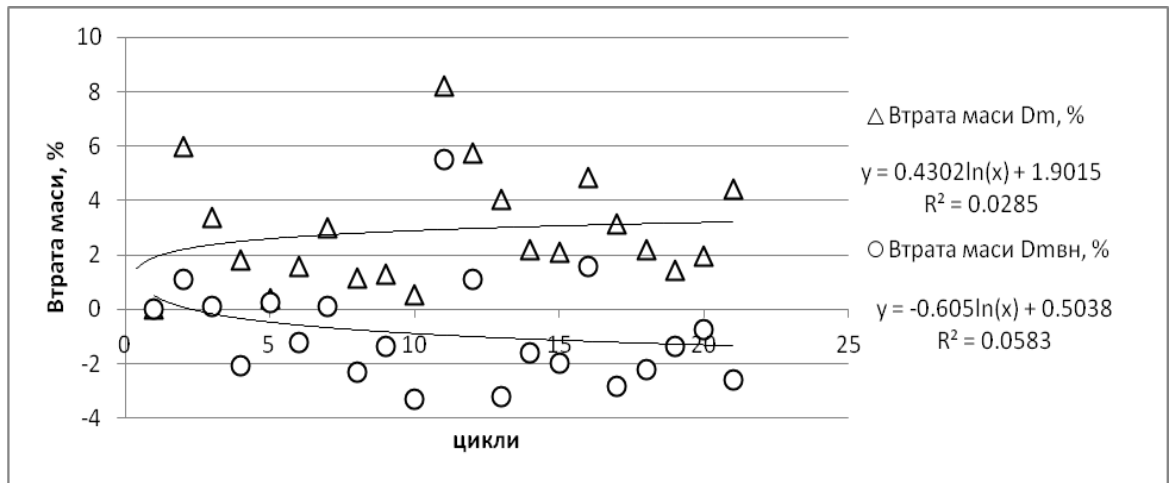


Рис. Б.2 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-сушування зразка S2 (отвердженого у ґрунті матеріалу SPT[®]): а – залишку (ос-таточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

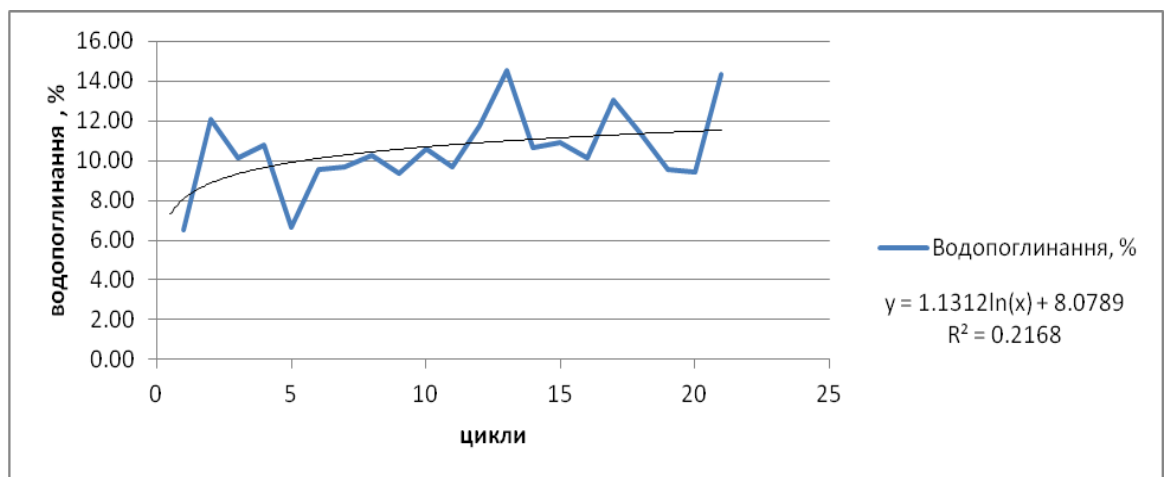
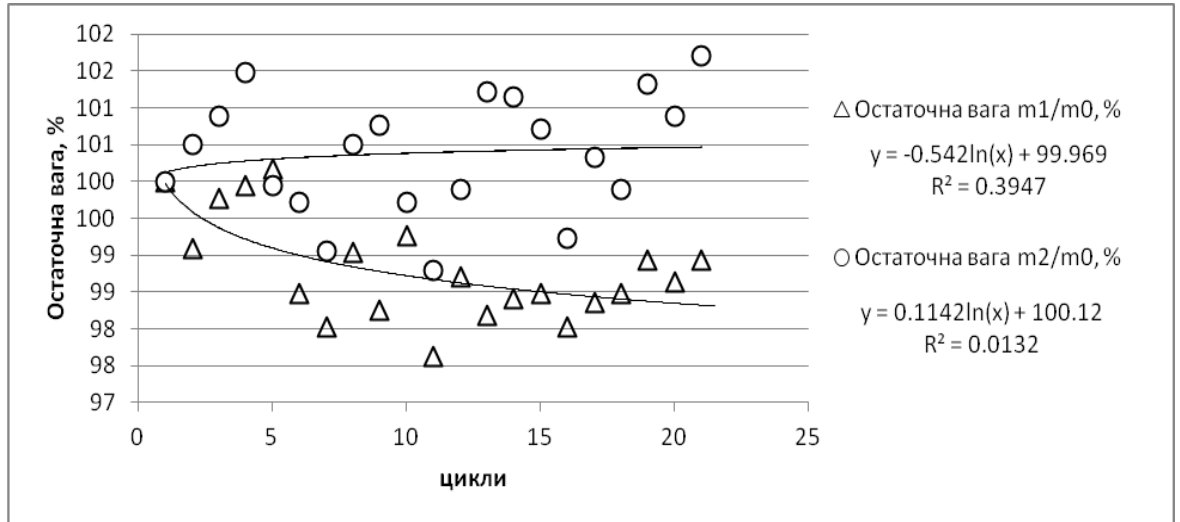
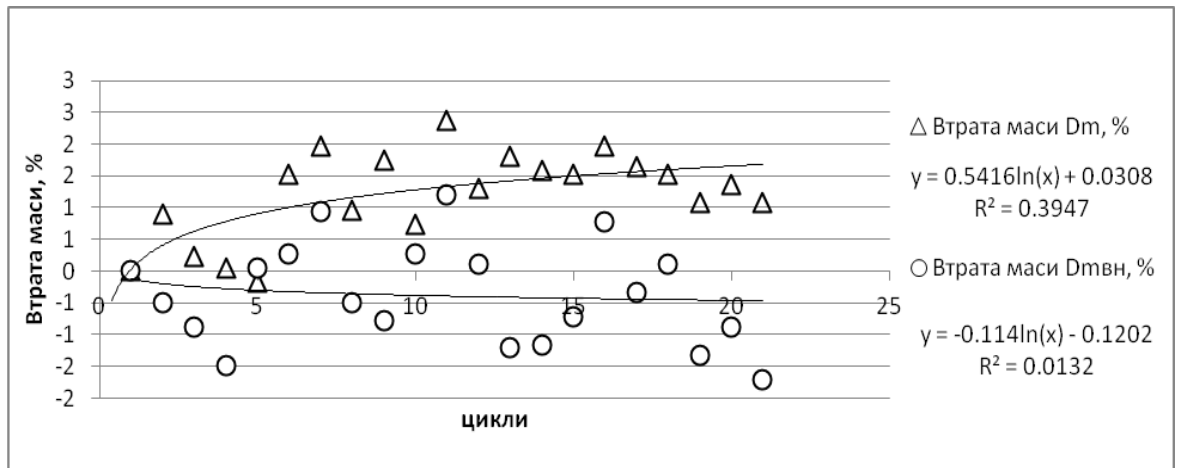


Рис. Б.3 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – висушування зразка S3 (отвердженого у ґрунті матеріалу SPT[®]): а – залишку (остаточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

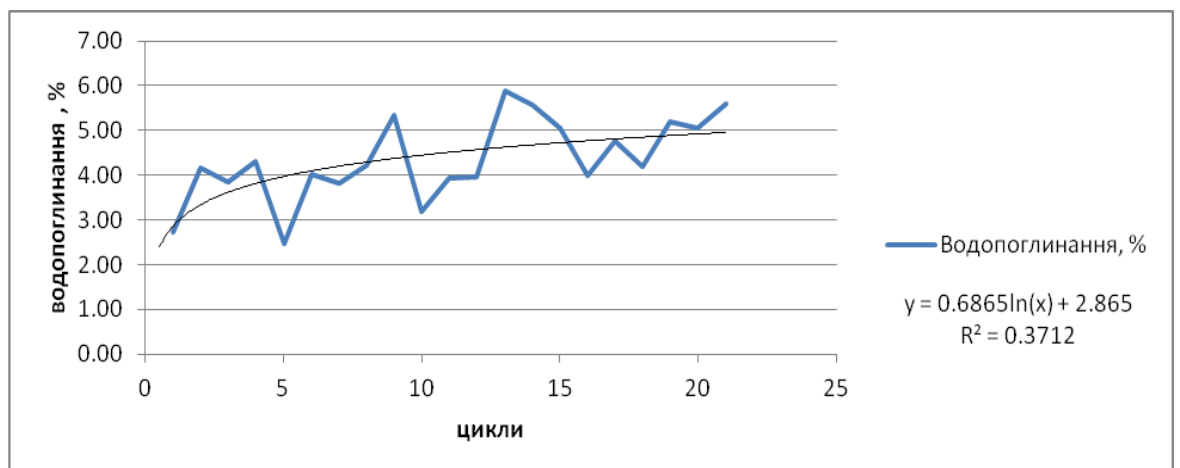
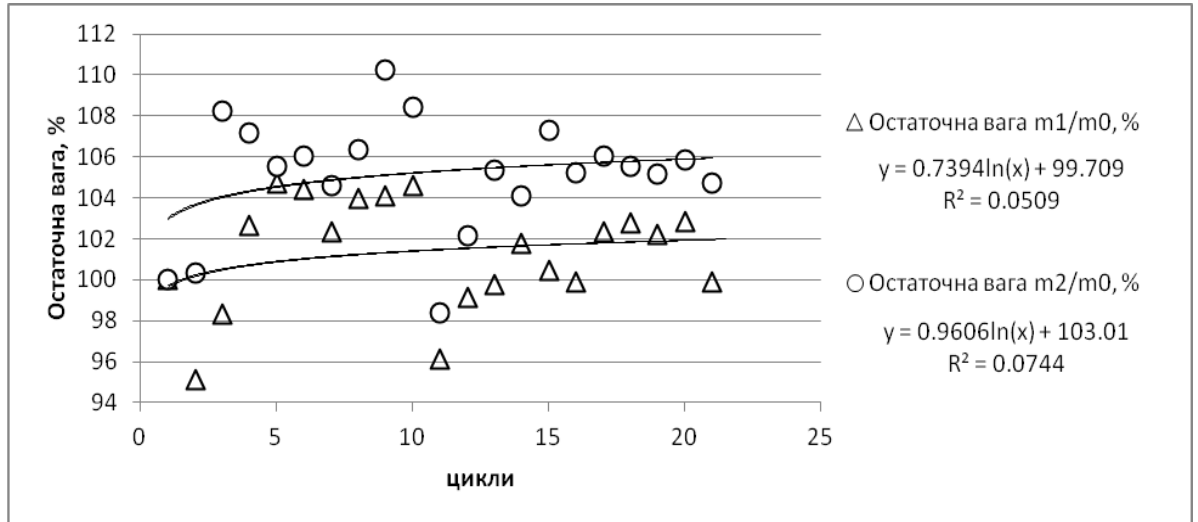
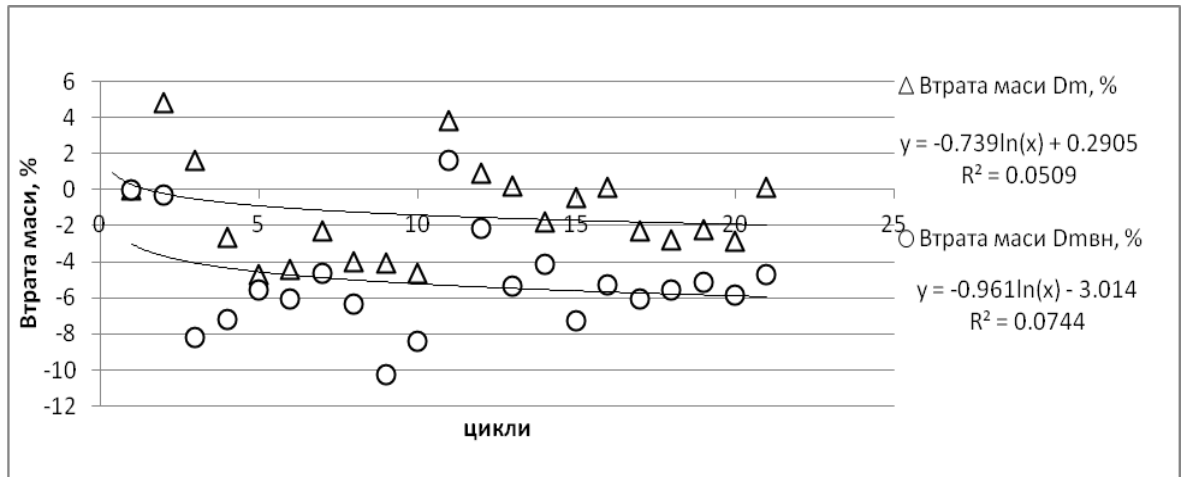


Рис. Б.4 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – висушування зразка S4 (отвердженого у ґрунті матеріалу SPT[®]): а – залишку (остаточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

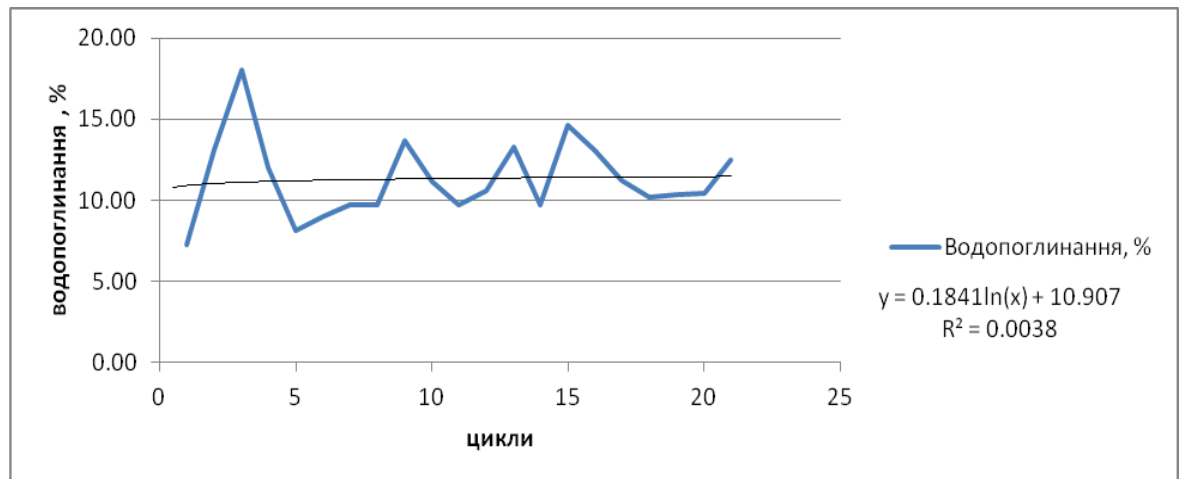
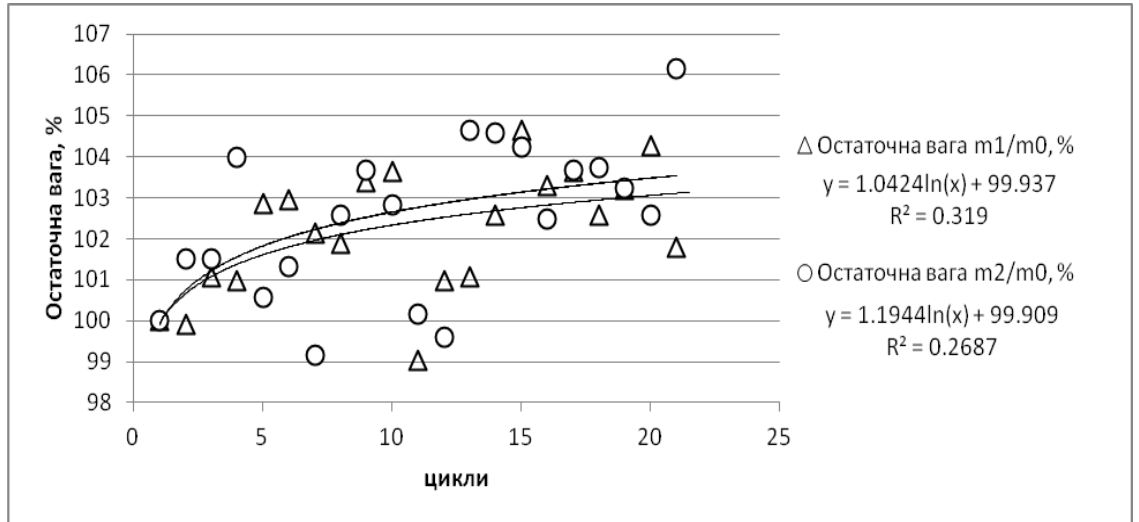
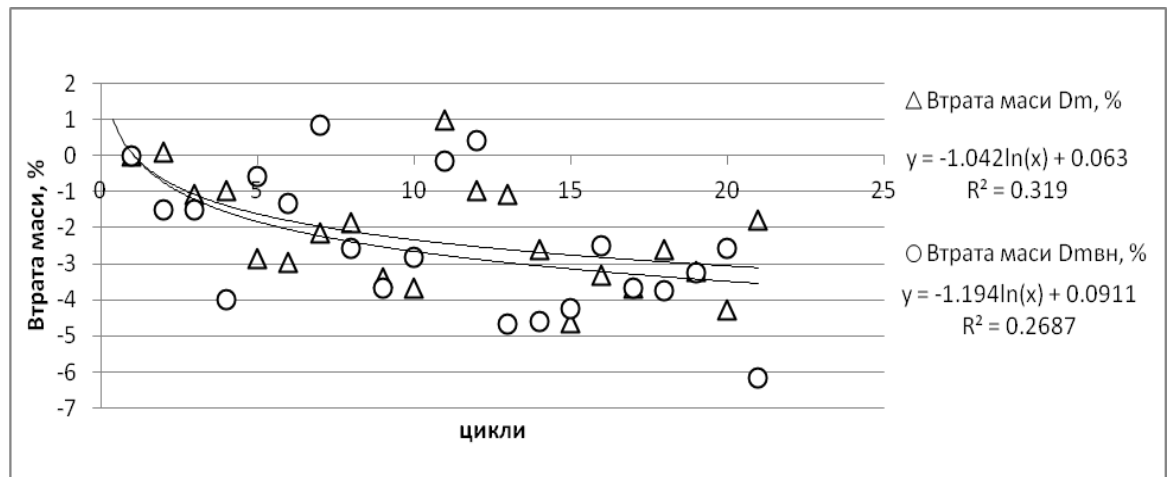


Рис. Б.5 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – висушування зразка S5 (отвердженого у ґрунті матеріалу SPT[®]): а – залишку (остаточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

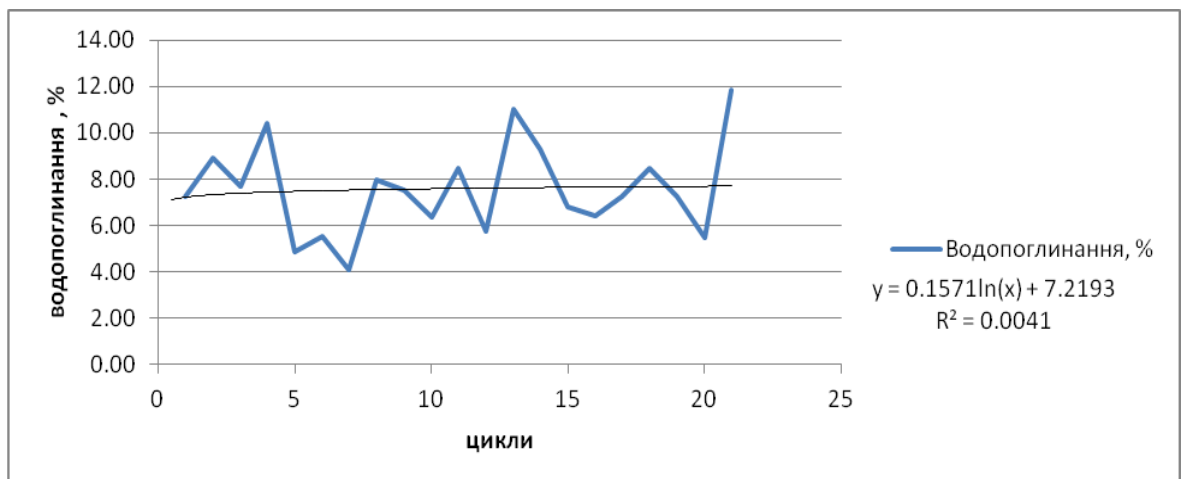
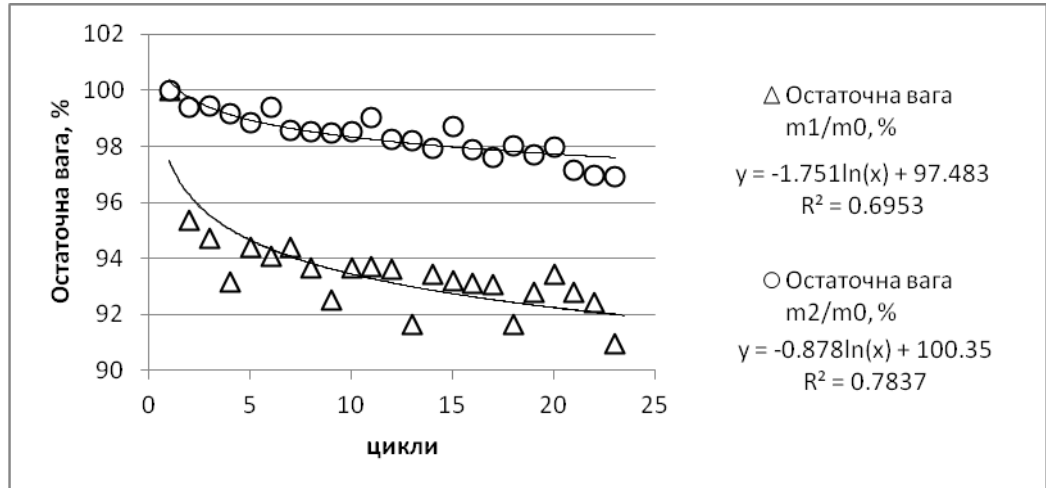
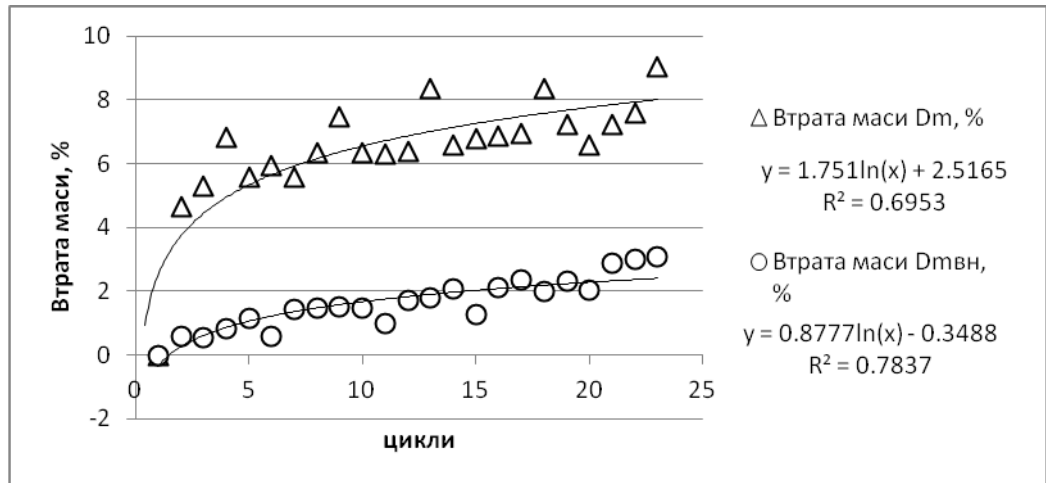


Рис. Б.6 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – висушування зразка S6 (отвердженого у ґрунті матеріалу SPT[®]): а – залишку (остаточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

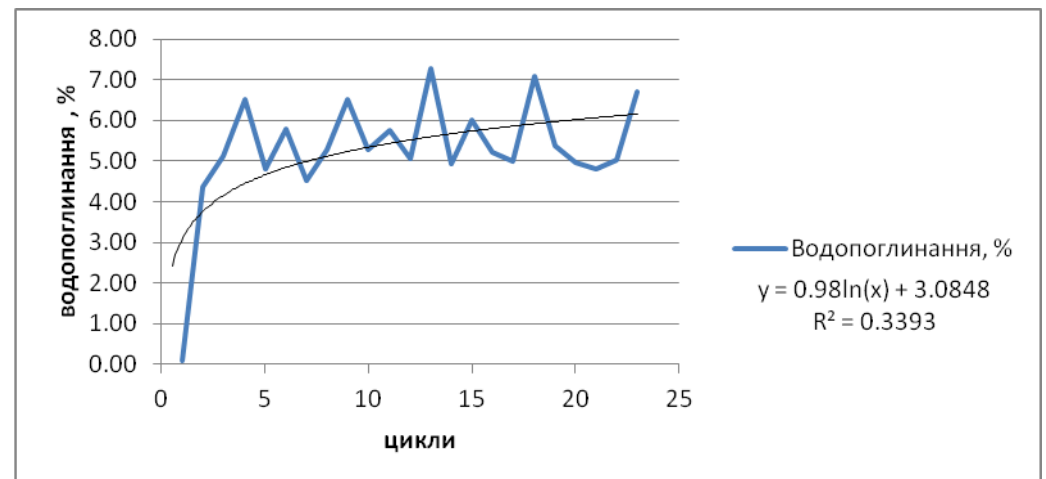
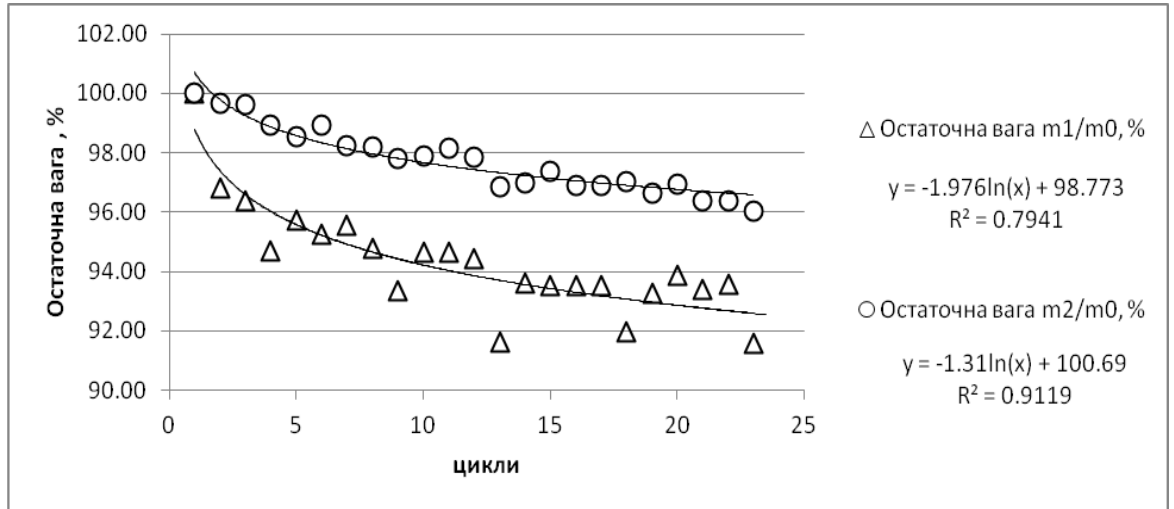
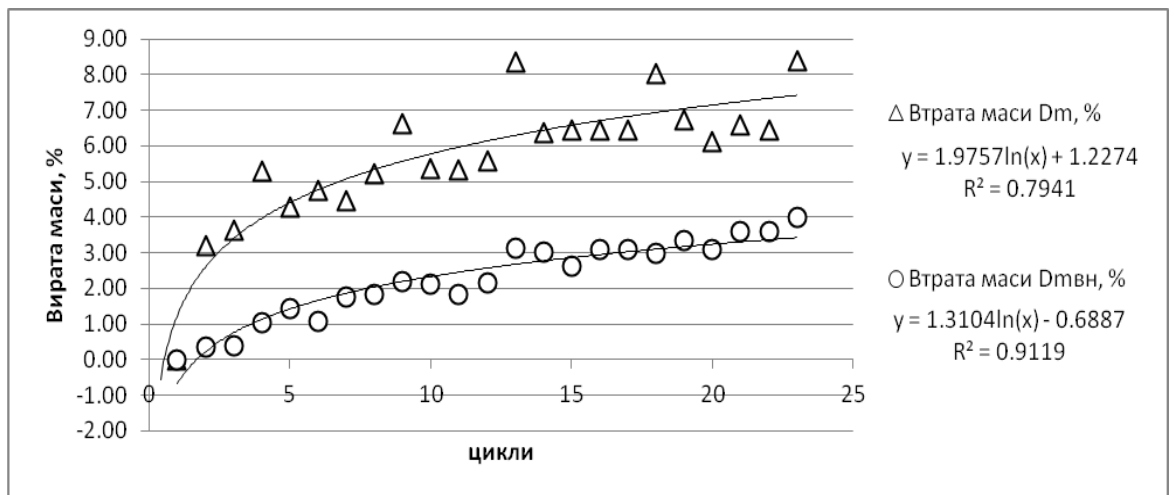


Рис. Б.7 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-
 сушування зразка 31 (закріпленого матеріалом SPT[®] ґрунту): а – залишку (оста-
 точної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

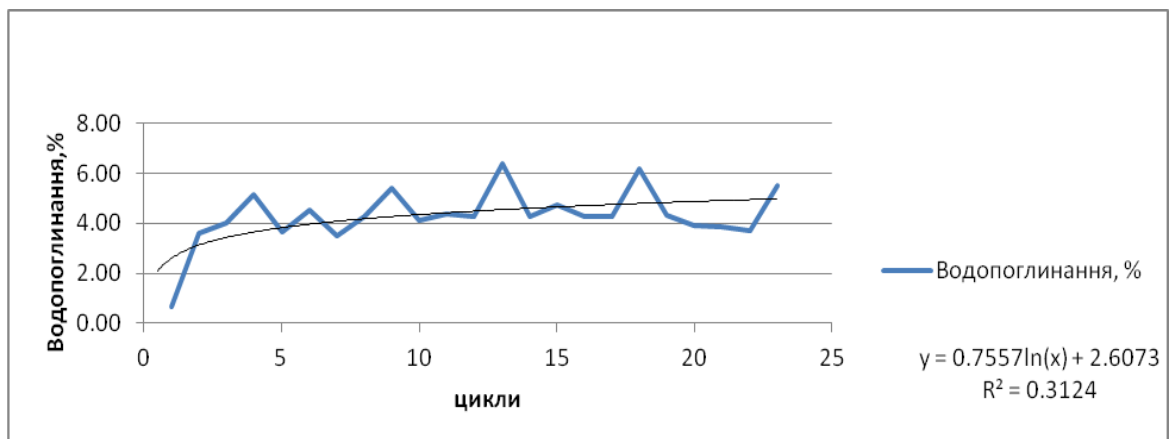
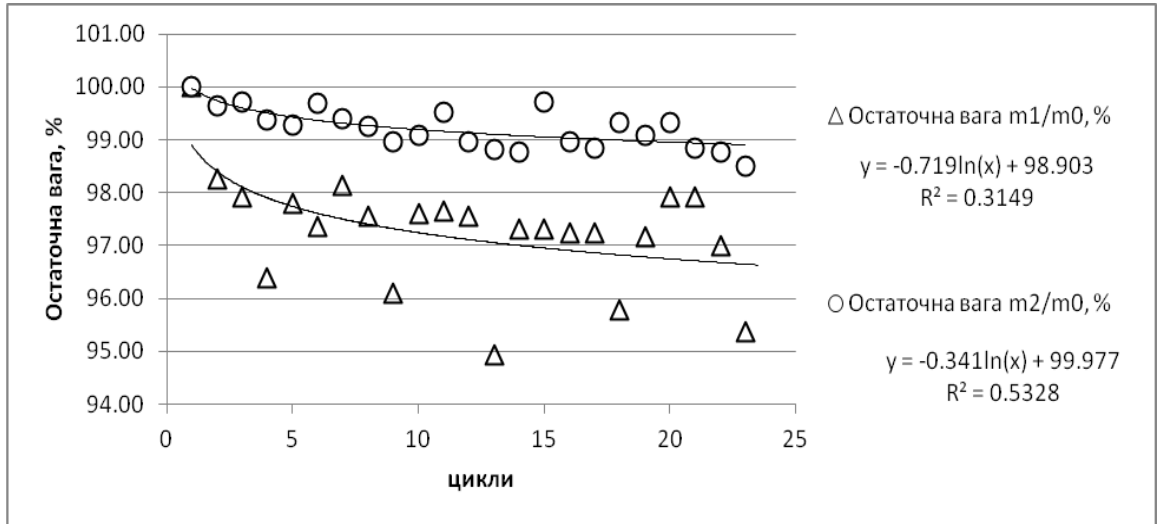
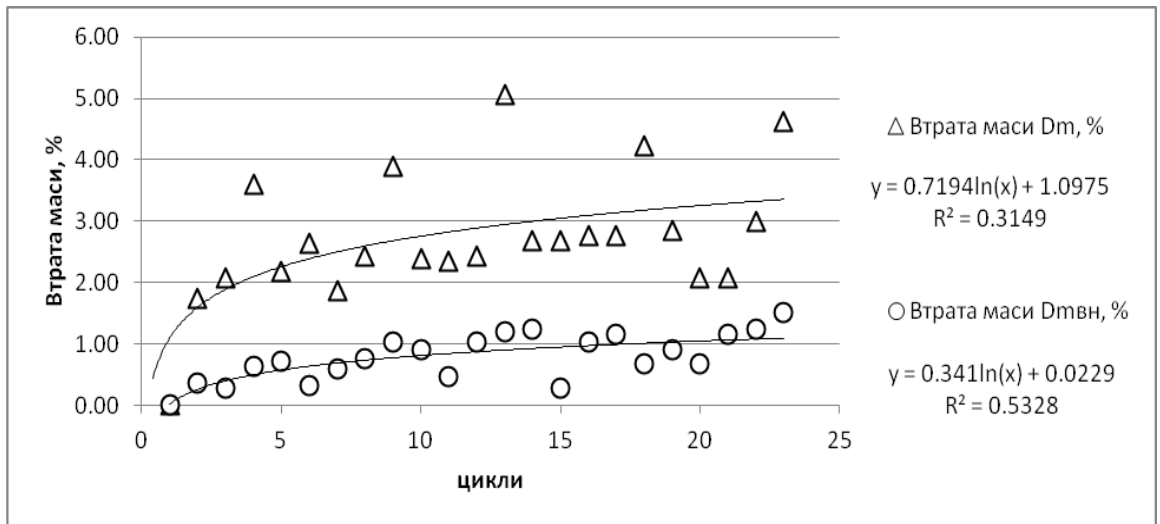


Рис. Б.8 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – висушування зразка 32 (закріпленого матеріалом SPTTM ґрунту): а – залишку (остаточної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

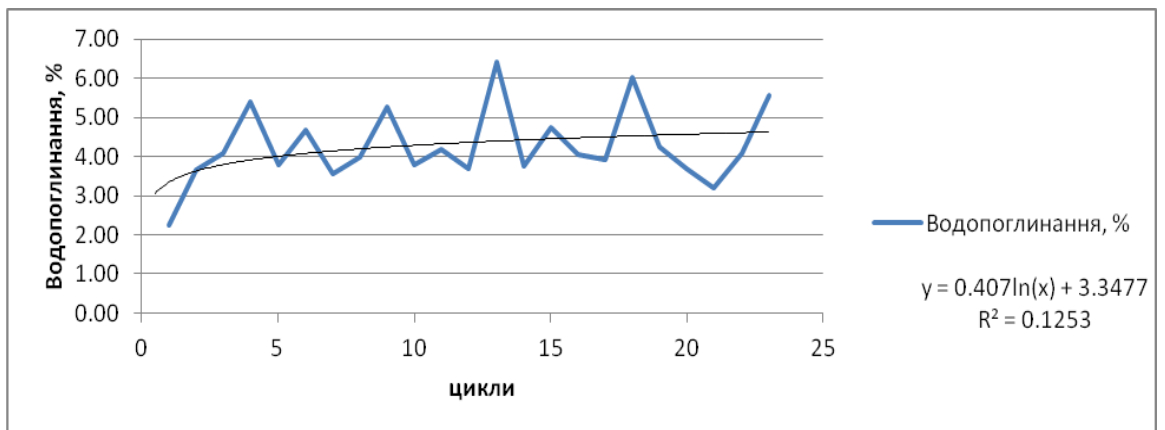
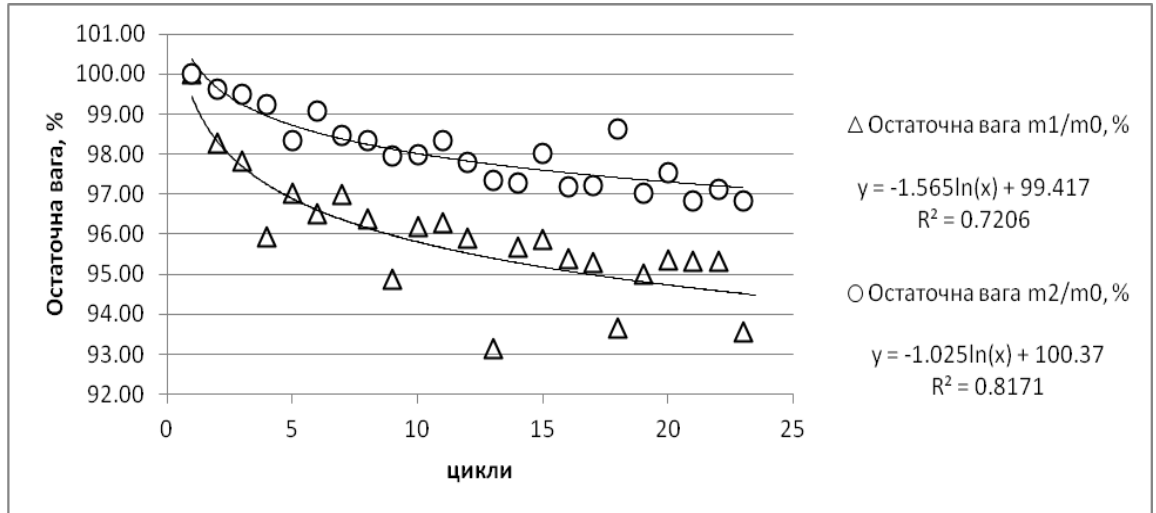
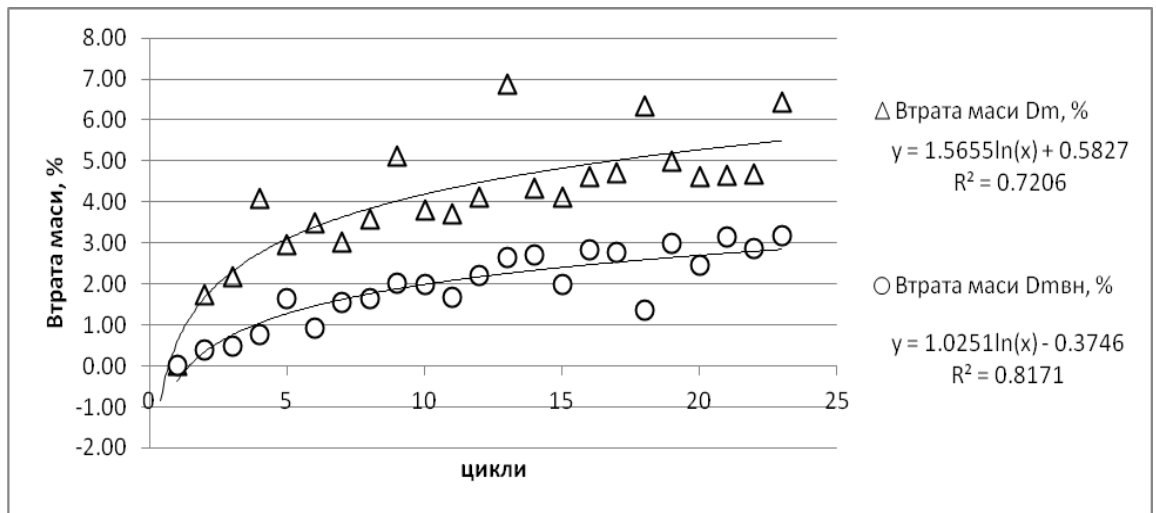


Рис. Б.9 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-сушування зразка 33 (закріпленого матеріалом SPT® ґрунту): а – залишку (оста-точної ваги), %; б –втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)

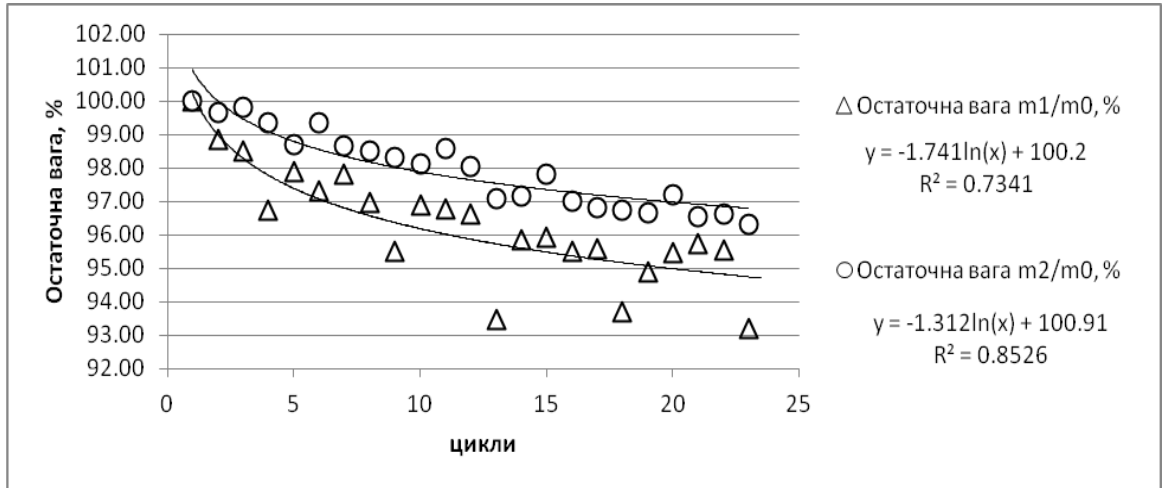


в)

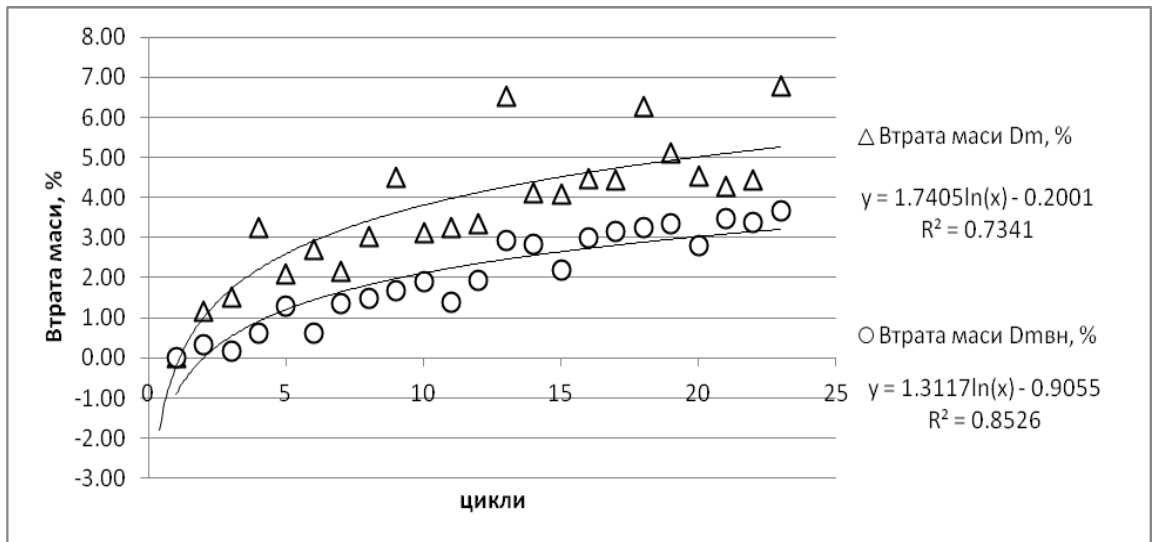


Рис. Б.10 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-сушування зразка 34 (закріпленого матеріалом SPT[®] ґрунту): а – залишку (оста-точної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

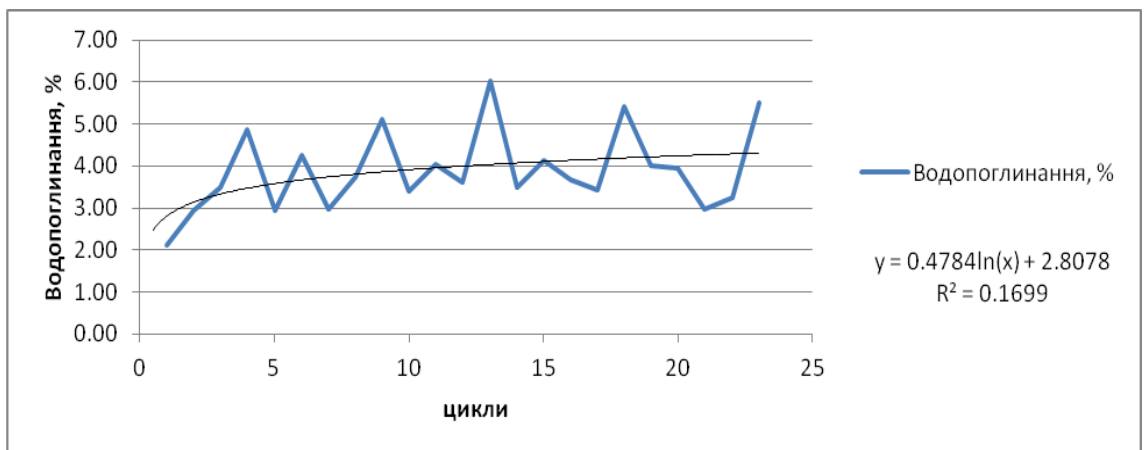
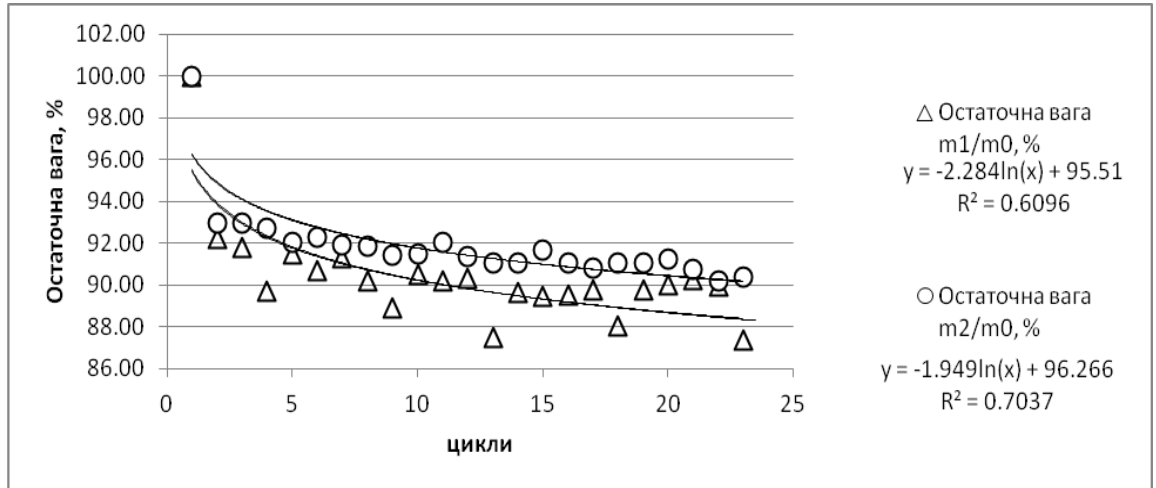
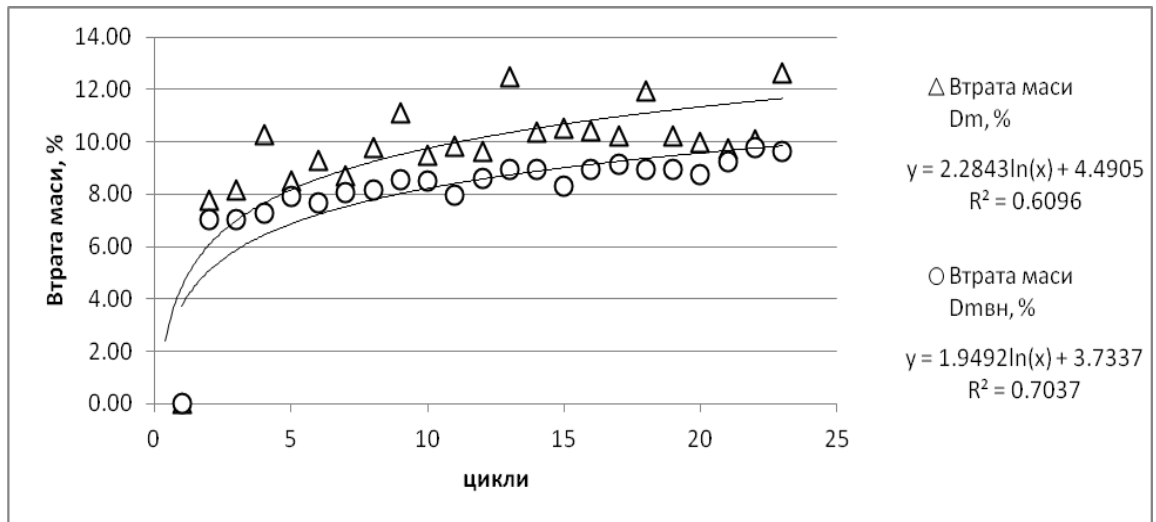


Рис. Б.11 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-
сушування зразка 35 (закріпленого матеріалом SPT[®] ґрунту): а – залишку (оста-
точної ваги), %; б –втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

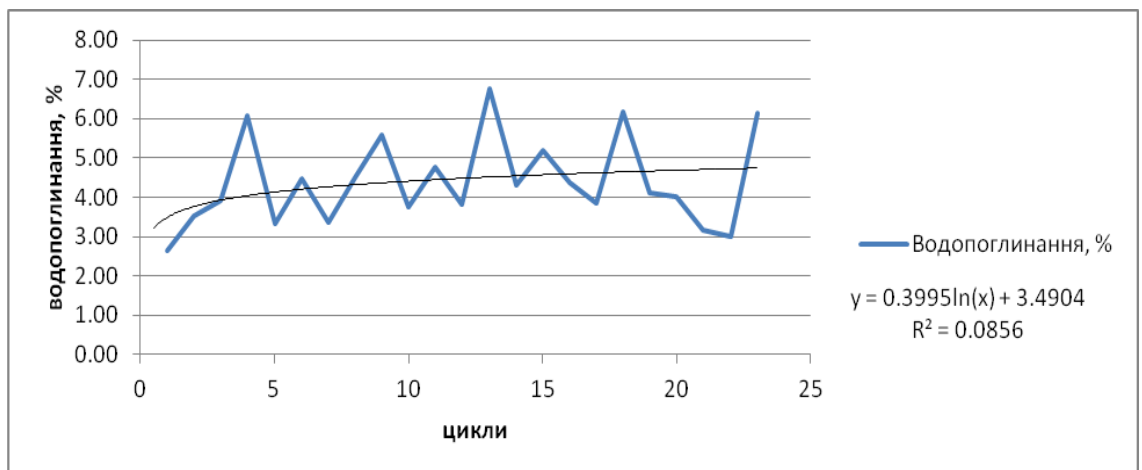
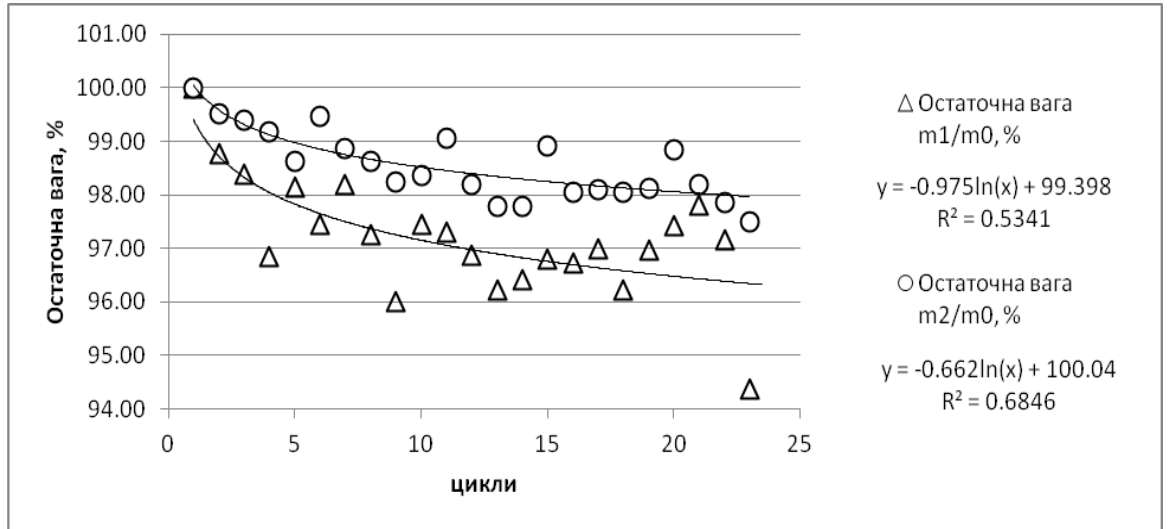
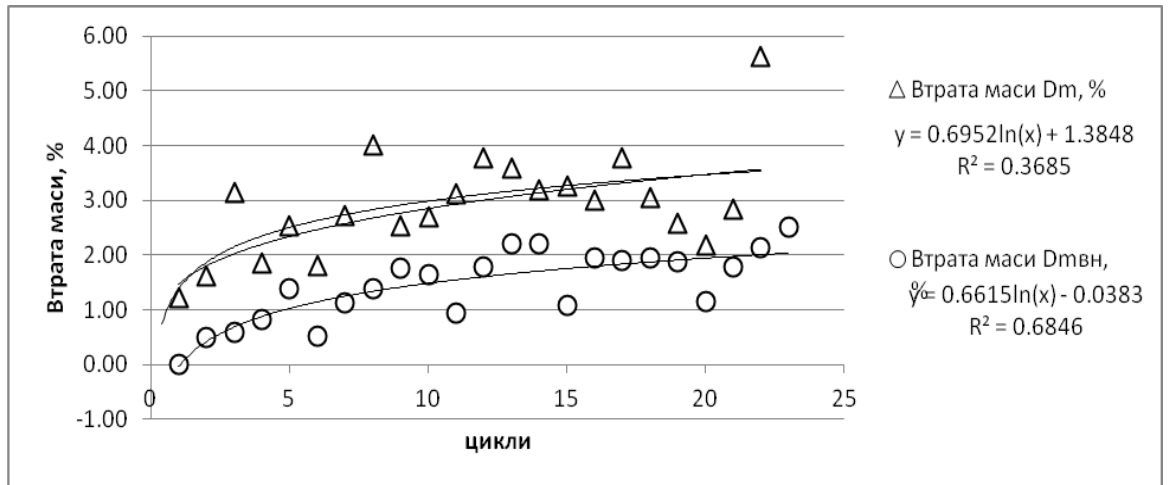


Рис. Б.12 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-
 сушування зразка 36 (закріпленого матеріалом SPT[®] ґрунту): а – залишку (оста-
 точної ваги), %; б –втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

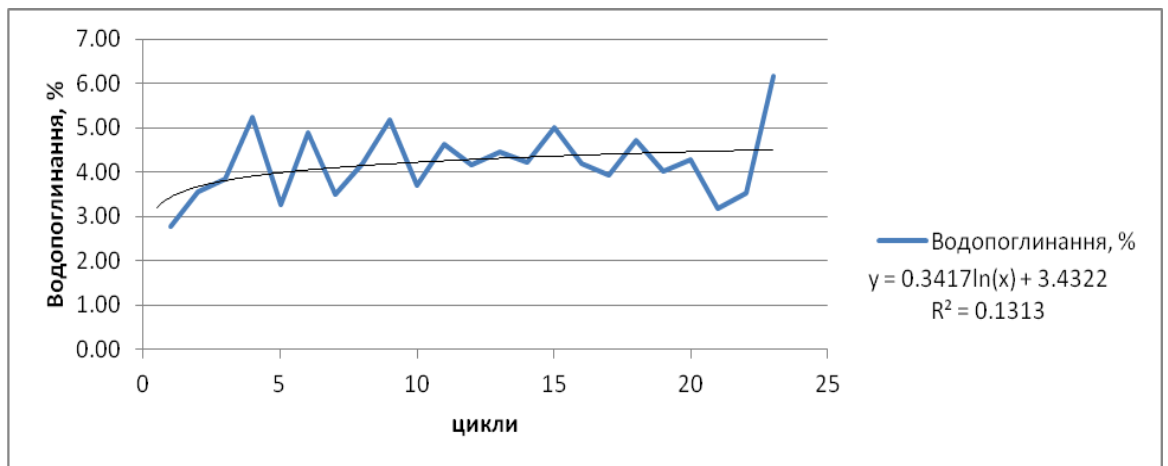
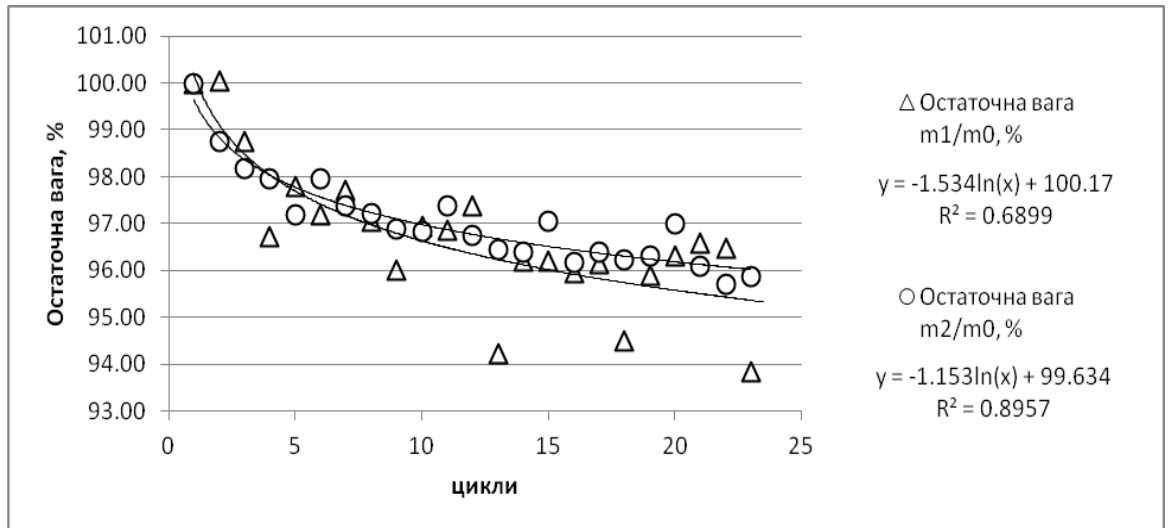
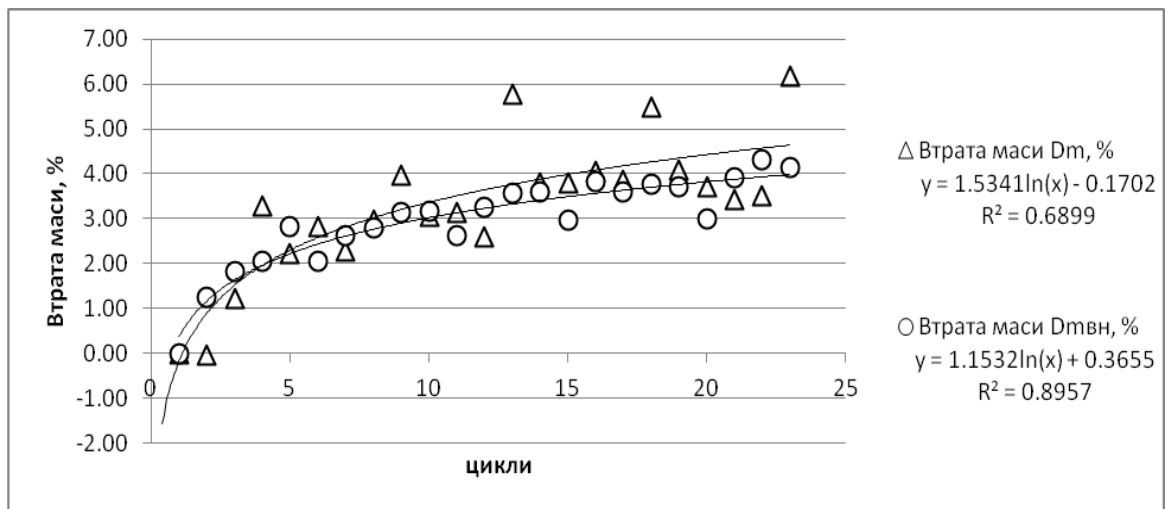


Рис. Б.13 Залежність від кількості циклів попереминого зволоження – ви-сушування зразка 37 (закріпленого матеріалом SPT[®] ґрунту): а – залишку (оста-точної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

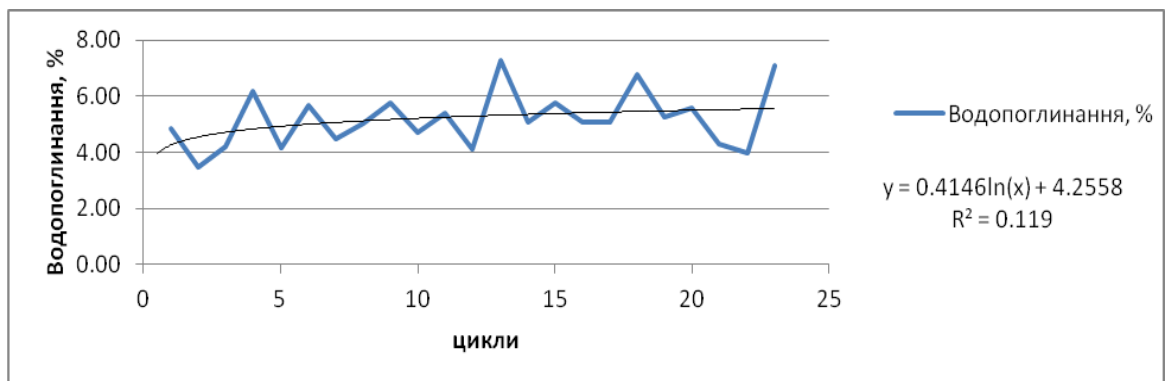
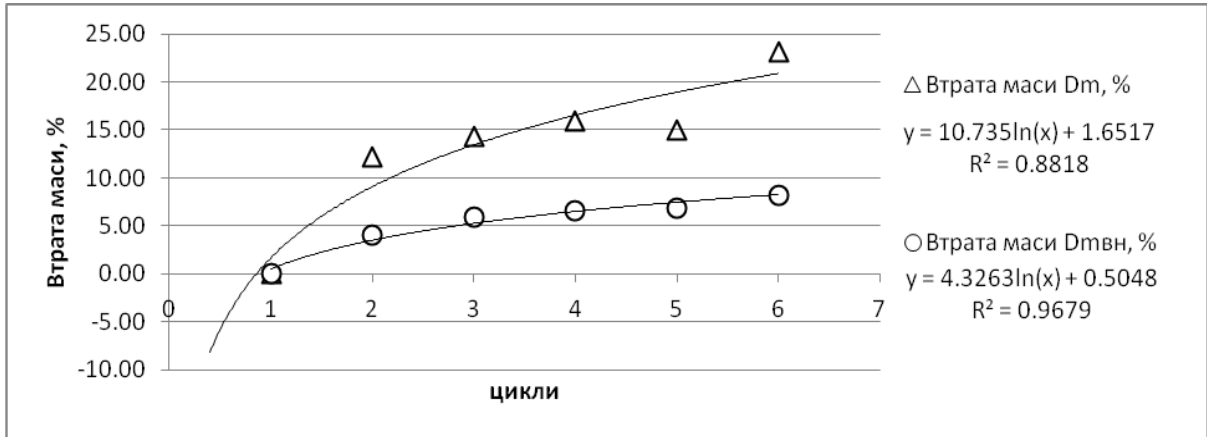
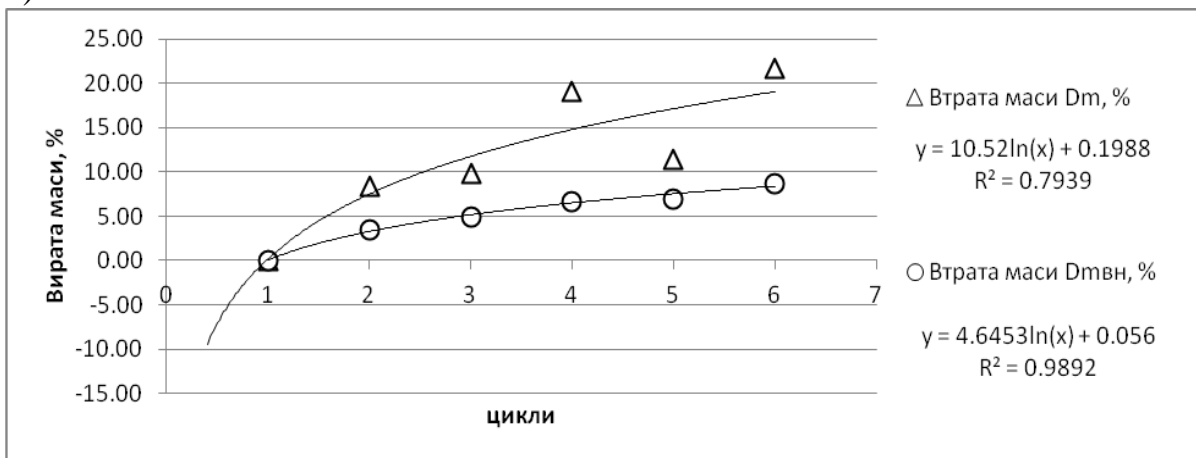


Рис. Б.14 Залежність від кількості циклів поперемінного зволоження – ви-сушування зразка 38 (закріпленого матеріалом SPT[®] ґрунту): а – залишку (оста-точної ваги), %; б – втрати маси, %; в – водопоглинання за масою, %

а)



б)



в)

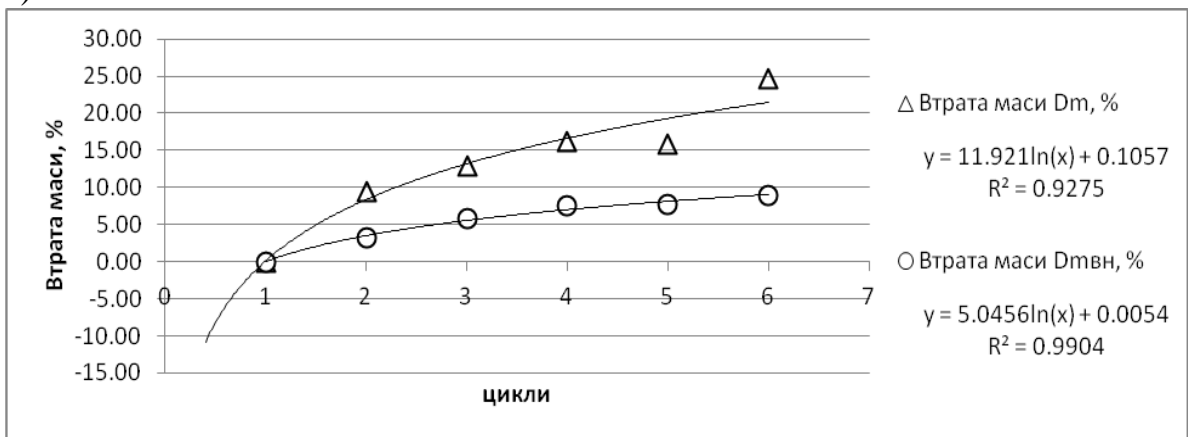


Рис. Б.15 Залежність втрати маси, % від кількості циклів поперемінного зволоження – висушування зразків закріпленою силікатизацією ґрунту: а – С1; б – С2; в – С3

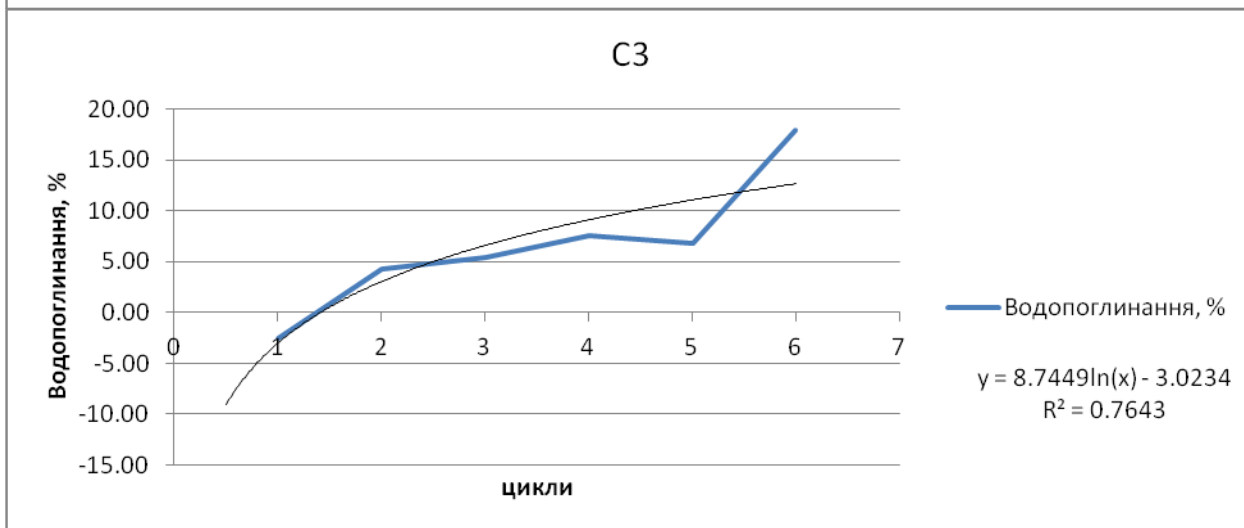
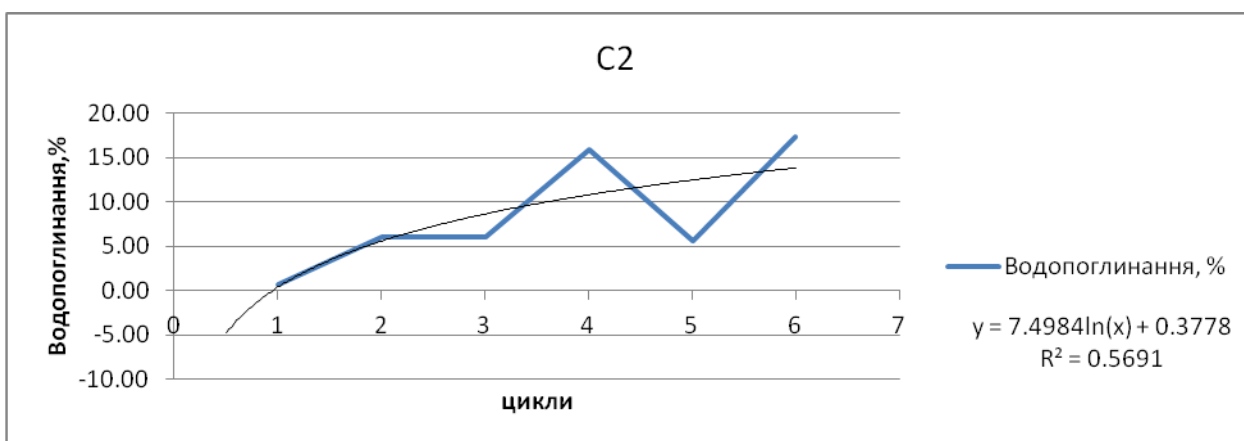
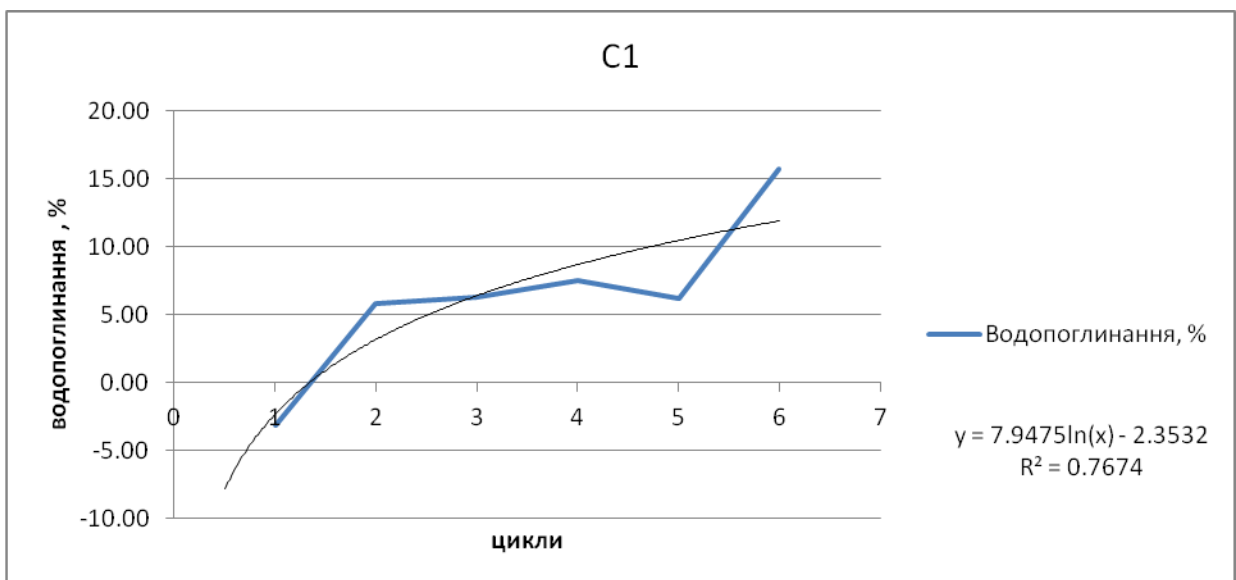


Рис. Б.16 Залежність водопоглинання за масою, % від кількості циклів попере-
мінного зволоження – висушування зразків закріпленого силікатизацією ґрунту: *a*
– C1; *б* – C2; *в* – C3

ДОДАТОК В

Таблиця В.1

Результати статичних штампових випробувань ґрунту у природному стані та закріпленого

Ґрунт		№ зразка	№ завантаження	Площа штампа S, см ²	Висота зразка h, мм	Ціна поділки динамометра, кгс	Вага оснащення, кгс	Показання динамометра	Навантаження P, кгс	Показання індикаторів (деформація), мм					Напруження, σ , кгс/см ²	Відносна деформація ϵ		
Стан	Бологість W, %									1	2	3	4	сер.		мм/м	мм/м	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Природний незакріплений	15	П.1	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0	0	
							20	0	20	3	3	3	3	3	0.05	0.0071	7.1	
							63	0	63	10	10	10	10	10	0.16	0.0235	23.5	
	5	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	
						20	0	20	0.5	3	2.5	2	2.00	0.05	0.0047	4.7		
						45	0	45	4.5	10	10	6	7.63	0.11	0.0179	17.9		
						63	0	63	5.5	20	17.5	6	12.25	0.16	0.0288	28.8		
	1.52	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	
						20	0	55	0.25	0.3	0.73	0.76	0.51	0.14	0.0012	1.2		
						45	0	80	0.99	0.65	1.26	1.57	1.12	0.20	0.0026	2.6		
						63	0	83	1.4	0.7	1.53	1.84	1.37	0.21	0.0032	3.2		
	9.5	П.2	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0	0	
							25	0	25	0.02	0.02	0.00	0.01	0.01	0.06	2E-05	0.018	
							45	0	45	0.07	0.05	0.04	0.04	0.05	0.11	0.0001	0.118	
							63	0	0	63	0.08	0.06	0.08	0.07	0.07	0.16	0.0002	0.171
								10	0	130	0.15	0.14	0.25	0.16	0.18	0.33	0.0004	0.4
								20	0	197	0.27	0.28	0.41	0.32	0.32	0.49	0.0008	0.8
								30	0	264	0.40	0.43	0.59	0.47	0.47	0.66	0.0011	1.1
								40	0	331	0.56	0.61	0.79	0.65	0.65	0.83	0.0015	1.5
								50	0	398	0.80	0.84	1.05	0.90	0.90	1.00	0.0021	2.1
								60	0	465	1.09	1.04	1.35	1.19	1.17	1.16	0.0027	2.7
70	0	532	1.38	1.34	1.63	1.48	1.46	1.33	0.0034	3.4								

Закріпленій	0.94	3.1	2	400	425	6.7		80	599	1.83	1.80	2.05	1.91	1.90	1.50	0.0045	4.5	
							0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0
							25	0	25	0.03	0.03	0.04	0.02	0.03	0.06	7E-05	0.071	
							45	0	45	0.06	0.07	0.11	0.04	0.07	0.11	0.0002	0.165	
							63	0	63	0.13	0.13	0.24	0.12	0.16	0.16	0.0004	0.365	
								10	130	0.23	0.22	0.33	0.20	0.25	0.33	0.0006	0.6	
								20	197	0.45	0.42	0.61	0.42	0.48	0.49	0.0011	1.1	
								30	264	0.69	0.63	0.86	0.65	0.71	0.66	0.0017	1.7	
								40	331	0.92	0.84	1.10	0.89	0.94	0.83	0.0022	2.2	
								50	398	1.19	0.99	1.39	1.19	1.19	1.00	0.0028	2.8	
		60	465	1.49	1.43	1.70	1.50	1.53	1.16	0.0036	3.6							
		75	565.5	1.87	1.79	2.06	1.86	1.90	1.41	0.0045	4.5							
		80	599	2.36	2.24	2.54	2.37	2.38	1.50	0.0056	5.6							
		3.1	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
							63	0	63	0	0	0	0	0	0.16	0	0	
								10	130	0.15	0.19	0.15	0.15	0.16	0.33	0.0004	0.4	
								20	197	0.85	1.04	0.87	0.82	0.90	0.49	0.0021	2.1	
								30	264	1.45	1.74	1.52	1.40	1.53	0.66	0.0036	3.6	
								40	331	3.80	4.68	4.33	3.70	4.13	0.83	0.0097	9.7	
								50	398	4.20	5.10	4.78	4.32	4.60	1.00	0.0108	10.8	
60	465							4.57	5.55	5.25	4.50	4.97	1.16	0.0117	11.7			
70	532							4.80	5.90	5.63	4.86	5.30	1.33	0.0125	12.5			
80	599							5.15	6.30	6.05	5.25	5.69	1.50	0.0134	13.4			
2	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0					
				63	0	63	0	0	0	0	0	0.16	0	0				
					10	130	0.65	0.66	0.55	0.57	0.608	0.33	0.0014	1.4				
					20	197	1.3	1.37	1.24	1.24	1.288	0.49	0.003	3.0				
					30	264	1.75	1.84	1.71	1.69	1.748	0.66	0.0041	4.1				
					40	331	2.1	2.22	2.1	2.05	2.118	0.83	0.005	5.0				
					50	398	2.44	2.55	2.35	2.35	2.423	1.00	0.0057	5.7				
					60	465	2.66	2.83	2.75	2.66	2.725	1.16	0.0064	6.4				
					70	532	2.9	3.12	3.07	2.93	3.005	1.33	0.0071	7.1				

							80	599	3.14	3.42	3.36	3.23	3.288	1.50	0.0077	7.7
0.94	3.2	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
						63	0	63	0	0	0	0	0	0.16	0	0
							10	130	0.16	0.28	0.19	0.25	0.22	0.33	0.0005	0.5
							20	197	0.71	0.89	0.72	0.75	0.77	0.49	0.0018	1.8
							30	264	1.10	1.30	1.06	1.10	1.14	0.66	0.0027	2.7
							40	331	1.61	1.89	1.58	1.56	1.66	0.83	0.0039	3.9
							50	398	2.00	2.37	2.01	1.86	2.06	1.00	0.0048	4.8
							60	465	2.40	2.81	2.42	2.35	2.50	1.16	0.0059	5.9
							70	532	2.81	3.26	2.82	2.75	2.91	1.33	0.0068	6.8
	80	599	3.20	3.70	3.25	3.14	3.32	1.50	0.0078	7.8						
	2	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0
					63	0	63	0	0	0	0	0	0.16	0	0	
						10	130	0.15	0.22	0.08	0.08	0.13	0.33	0.0003	0.3	
						20	197	0.32	0.44	0.19	0.21	0.29	0.49	0.0007	0.7	
						30	264	0.50	0.63	0.30	0.35	0.45	0.66	0.001	1.0	
						40	331	0.65	0.81	0.44	0.49	0.60	0.83	0.0014	1.4	
						50	398	0.80	0.97	0.57	0.61	0.74	1.00	0.0017	1.7	
						60	465	1.05	1.19	0.70	0.75	0.92	1.16	0.0022	2.2	
						70	532	1.36	1.39	0.90	0.94	1.15	1.33	0.0027	2.7	
	80	599	3.14	1.62	1.10	1.12	1.75	1.50	0.0041	4.1						
	3	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
					63	25	0	25	0.05	0.05	0.05	0.14	0.07	0.06	0.0002	0.171
						45	0	45	0.08	0.08	0.11	0.45	0.18	0.11	0.0004	0.424
						0	63	0.13	0.08	0.31	0.66	0.30	0.16	0.0007	0.694	
						10	130	0.20	0.13	0.41	0.81	0.39	0.33	0.0009	0.9	
						20	197	0.43	0.23	0.59	1.08	0.58	0.49	0.0014	1.4	
						30	264	0.65	0.37	0.78	1.33	0.78	0.66	0.0018	1.8	
40						331	0.88	0.52	0.94	1.59	0.98	0.83	0.0023	2.3		
50						398	1.10	0.64	1.10	1.80	1.16	1.00	0.0027	2.7		
60	465	1.34	0.76	1.28	2.03	1.35	1.16	0.0032	3.2							
70	532	1.49	0.87	1.39	2.21	1.49	1.33	0.0035	3.5							

6.85	3.3	4	400	425	6.7		80	599	1.71	1.05	1.58	2.44	1.70	1.50	0.0040	4.0						
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0					
						25	0	25	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01	0.06	3E-05	0.029						
						45	0	45	0.03	0.02	0.08	0.08	0.05	0.11	0.0001	0.124						
						63	0	63	0.08	0.03	0.10	0.12	0.08	0.16	0.0002	0.194						
							10	130	0.20	0.03	0.19	0.25	0.17	0.33	0.0004	0.4						
							20	197	0.30	0.22	0.29	0.38	0.30	0.49	0.0007	0.7						
							30	264	0.43	0.24	0.36	0.48	0.38	0.66	0.0009	0.9						
							40	331	0.51	0.25	0.45	0.60	0.45	0.83	0.0011	1.1						
							50	398	0.61	0.37	0.53	0.70	0.55	1.00	0.0013	1.3						
							60	465	0.69	0.41	0.61	0.80	0.63	1.16	0.0015	1.5						
							75	565.5	0.82	0.53	0.75	0.96	0.77	1.41	0.0018	1.8						
	80	599	0.91	0.57	0.85	1.07	0.85	1.50	0.002	2.0												
	3.3	1	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
						25	0	25	0.05	0.04	0.07	0.01	0.04	0.06	0.0001	0.1						
						45	0	45	0.10	0.09	0.18	-0.02	0.09	0.11	0.0002	0.206						
						63	0	63	0.29	0.24	0.28	0.17	0.25	0.16	0.0006	0.576						
							10	130	0.33	0.26	0.34	0.21	0.29	0.33	0.0007	0.7						
							20	197	0.51	0.39	0.55	0.38	0.46	0.49	0.0011	1.1						
							30	264	0.72	0.51	0.78	0.59	0.65	0.66	0.0015	1.5						
							40	331	0.90	0.56	0.99	0.78	0.81	0.83	0.0019	1.9						
							50	398	1.13	0.66	1.23	1.02	1.01	1.00	0.0024	2.4						
							60	465	1.38	1.25	1.50	1.26	1.35	1.16	0.0032	3.2						
							70	532	1.72	1.67	1.79	1.58	1.69	1.33	0.0040	4.0						
						80	599	1.94	1.78	2.06	1.85	1.91	1.50	0.0045	4.5							
						3.3	2	400	425	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0
											25	0	25	0.02	0.01	0.07	0.00	0.03	0.06	6E-05	0.059	
											45	0	45	0.09	0.03	0.10	0.08	0.08	0.11	0.0002	0.176	
63											0	63	0.15	0.07	0.18	0.18	0.15	0.16	0.0003	0.341		
	10	130	0.25	0.08	0.30						0.32	0.24	0.33	0.0006	0.6							
	20	197	0.38	0.18	0.45						0.48	0.37	0.49	0.0009	0.9							
	30	264	0.48	0.29	0.56						0.61	0.49	0.66	0.0011	1.1							

					40	331	0.60	0.35	0.68	0.75	0.60	0.83	0.0014	1.4		
					50	398	0.72	0.46	0.82	0.90	0.73	1.00	0.0017	1.7		
					60	465	0.81	0.49	0.93	1.02	0.81	1.16	0.0019	1.9		
					70	532	0.94	0.77	1.07	1.16	0.99	1.33	0.0023	2.3		
					80	599	1.11	0.80	1.27	1.35	1.13	1.50	0.0027	2.7		
					0	0	0	0	0	0	0.00	0	0	0		
					25	25	-0.08	0.13	0.13	-0.11	0.02	0.06	4E-05	0.041		
					45	45	-0.09	0.15	0.25	-0.13	0.05	0.11	0.0001	0.106		
						63	0	63	-0.06	0.30	0.34	-0.10	0.12	0.16	0.0003	0.282
						10	130	0.01	0.37	0.43	0.00	0.20	0.33	0.0005	0.5	
						20	197	0.11	0.47	0.54	0.12	0.31	0.49	0.0007	0.7	
						30	264	0.26	0.60	0.68	0.29	0.46	0.66	0.0011	1.1	
						40	331	0.39	0.72	0.79	0.42	0.58	0.83	0.0014	1.4	
						50	398	0.52	0.83	0.90	0.55	0.70	1.00	0.0016	1.6	
						60	465	0.64	0.96	1.04	0.70	0.84	1.16	0.0020	2.0	
						70	532	0.74	1.09	1.17	0.83	0.96	1.33	0.0023	2.3	
						80	599	0.87	1.22	1.30	0.98	1.09	1.50	0.0026	2.6	
					0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0		
					25	25	-0.03	0.05	0.04	-0.05	0.00	0.06	6E-06	0.006		
					45	45	-0.01	0.07	0.11	-0.02	0.04	0.11	9E-05	0.088		
						63	0	63	0.13	0.10	0.10	0.13	0.12	0.16	0.0003	0.271
						10	130	0.20	0.16	0.17	0.21	0.19	0.33	0.0004	0.4	
						20	197	0.28	0.23	0.25	0.30	0.27	0.49	0.0006	0.6	
						30	264	0.33	0.30	0.34	0.39	0.34	0.66	0.0008	0.8	
						40	331	0.39	0.37	0.42	0.47	0.41	0.83	0.001	1.0	
						50	398	0.44	0.43	0.49	0.55	0.48	1.00	0.0011	1.1	
						60	465	0.51	0.50	0.55	0.63	0.55	1.16	0.0013	1.3	
						75	565.5	0.56	0.56	0.61	0.71	0.61	1.41	0.0014	1.4	
						80	599	0.69	0.60	0.72	0.85	0.72	1.50	0.0017	1.7	

ДОДАТОК Г

ЗАТВЕРДЖУЮ:



Директор ТОВ «Новий Град»

І. К. Ковалевич

15 листопада 2018 р.

АКТ

від 28.11.2018

м. Березівка

складений комісією у складі: від ТОВ «Новий Град» – Резніченка І. В.; від Українського державного університету залізничного транспорту (УкрДУЗТ): зав. кафедри БМКС Пługіна А. А., зав. галузевої науково-дослідної лабораторії «Корозія та захист від корозії конструкцій і споруд залізниць» (ГНДЛ-60) Мірошніченка С. В., аспіранта кафедри БМКС Зверевої А. С. в тому, що у жовтні 2017 – квітні 2018 р. було проведено натурні дослідження результатів дослідно-експериментальних робіт з підвищення несучої здатності основи та гідроізоляції стін і перекриття водопропускної труби на 1216 км ділянки Колосівка – Одеса регіональної філії «Одеська залізниця» АТ «Укрзалізниця» за допомогою ґрунтополімерної композиції на основі поліуретанового полімеру SPT®. Результати натурних досліджень наведено у додатках 1, 2.

Ґрунтополімерна композиція на основі поліуретанового полімеру SPT® і технологічні параметри підвищення несучої здатності основи та гідроізоляції стін і перекриття за її допомогою розроблені та досліджені фахівцями ТОВ «Новий Град» і кафедри БМКС Українського державного університету залізничного транспорту у складі НДР, виконаної згідно з договором між ТОВ «Новий Град» і УкрДУЗТ № 60/1-17 від 01.09.2017.

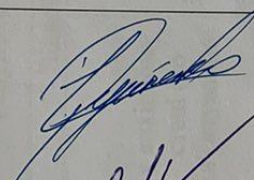
Економічний ефект від впровадження розробки обумовлений застосуванням ґрунтополімерної композиції на основі поліуретанового полімеру SPT® для підвищення несучої здатності основи та гідроізоляції стін і


перекриття водопропускної труби замість традиційних конструктивно-технологічних рішень з повною заміною її конструкцій і склав 2,0 млн. грн.

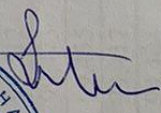
Результати розрахунку економічного ефекту наведені у таблиці.


Таблиця

Зміст проведених робіт	Вартість робіт, грн.		Досягнута економія, грн.
	за традиційними конструктивно-технологічними рішеннями із повною заміною конструкцій (орієнтовна)	фактично виконаних із застосуванням ґрунтополімерної композиції на основі поліуретанового полімеру SPT®	
Підвищення несучої здатності основи та гідроізоляція стін і перекриття водопропускної труби на 1216 км ділянки Колосівка – Одеса регіональної філії «Одеська залізниця» АТ «Укрзалізниця» ґрунтополімерною композицією на основі поліуретанового полімеру SPT®	4 000 000	2 000 000	2 000 000


І. В. Резніченко


С. В. Мірошніченко


А. А. Плугін


А. С. Зверева



Результати нівелювання кільця труби

№ кільця	Коли виконували ін'єктування		Відносні відмітки, м				Різниця відміток				
			у вихідному стані (до ін'єктування)	після ін'єктування	після зимового періоду	після ін'єктування відносно вихідного стану		після зимового періоду відносно «після ін'єктування»		після зимового періоду відносно вихідного стану	
						М	мм	М	мм	М	мм
1	під лоток	за обробку зверху	99,943	99,943	99,943	0	0	0	0	0	0
2			99,909	99,909	99,912	0	0	0,003	3	0,003	3
3			99,868	99,870	99,875	0,002	2	0,005	5	0,007	7
4	20.10.2017	не виконували	99,817	99,819	99,823	0,002	2	0,004	4	0,006	6
5			99,786	99,789	99,791	0,003	3	0,002	2	0,005	5
6			99,716	99,715	99,714	-0,001	-1	-0,001	-1	-0,002	-2
7	2016 (до первинного нівелювання)	21-22.10. 2017	99,688	99,684	99,686	-0,004	-4	0,002	2	-0,002	-2
8			99,657	99,659	99,656	0,002	2	-0,003	-3	-0,001	-1
9			99,622	99,618	99,613	-0,004	-4	-0,005	-5	-0,009	-9
10	первинного нівелювання)	12.16 (до первинного нівелювання)	99,555	99,549	99,550	-0,006	-6	0,001	1	-0,005	-5
11			99,512	99,513	99,506	0,001	1	-0,007	-7	-0,006	-6
12			99,473	99,470	99,467	-0,003	-3	-0,003	-3	-0,006	-6
13	20.10.2017	не виконували	99,455	99,447	99,445	-0,008	-8	-0,002	-2	-0,01	-10
14			99,417	99,421	99,418	0,004	4	-0,003	-3	0,001	1
15			99,404	99,413	99,408	0,009	9	-0,005	-5	0,004	4
16			99,399	99,408	99,403	0,009	9	-0,005	-5	0,004	4

* Знак «плюс» – підняття, «мінус» – осідання

Максимальні показники вібрації, які відзначались у вихідному стані (до ін'єктування), одразу після ін'єктування (через декілька діб) та після осінньо-зимового періоду експлуатації та коефіцієнти зміни цих показників від проходження вантажних поїздів порожніх і навантажених, а також закріплення основи

Стан констукцій труби	Вплив	Максимальні показники											
		Віброшвидкості				Вібропереміщення				Частоти		Віброприскорення	
		V , мм/с	Коефіцієнт зміни відносно:		S , мм	фоно-вого значення	Коефіцієнт зміни відносно:		f , Гц	Коефіцієнт зміни відносно:		a , m/s^2	Коефіцієнт зміни відносно:
фоно-вого значення	вихідного значення		фоно-вого значення	вихідного значення			фоно-вого значення	вихідного значення		фоно-вого значення	вихідного значення		
вихідний (до ін'єктування)	без впливів (фоновий)	0,36		0,09				1,78		0,006			
	порожній вантажний поїзд	0,87	2,42	0,11	1,22		3,57	2,01	0,028	4,67			
	завантажений вантажний поїзд	1,15	3,19	0,16	1,78		3,28	1,84	0,033	5,50			
	без впливів (фоновий)	0,35		0,09			1,83		0,006			1,00	
після ін'єктування	порожній вантажний поїзд	0,62	1,77	0,08	0,89	0,73	3,45	1,89	0,97	0,019	3,17	0,68	
	завантажений вантажний поїзд	1,29	3,69	0,26	2,89	1,63	2,26	1,23	0,69	0,026	4,33	0,79	
після зимового періоду	без впливів (фоновий)	0,322		0,047		0,52	3,083		1,73	0,009		1,50	
	порожній вантажний поїзд	0,704	2,19	0,091	1,94	0,83	3,481	1,13	0,98	0,022	2,44	0,79	
	завантажений вантажний поїзд	1,173	3,64	0,073	1,55	0,46	7,231	2,35	2,20	0,075	8,33	2,27	

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Проректор з науково-педагогічної роботи
Українського державного університету
залізничного транспорту



Артур КАГРАМАНЯН

2021 р.

ДОВІДКА

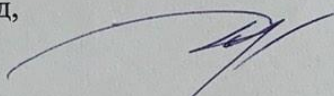
про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук Зверєвої Аліни Сергіївни
«Полімермінеральні композити з регульованими деформативними властивос-
тями для основ залізобетонних транспортних споруд»

Результати дисертаційного дослідження А.С.Зверєвої використані у навчальному процесі за спеціальностями 192 Будівництво та цивільна інженерія, освітніми програмами «Промислове та цивільне будівництво», «Будівництво та експлуатація інженерних споруд залізничного транспорту», 273 Залізничний транспорт, освітніми програмами «Залізничні споруди та колійне господарство», «Управління колійним комплексом залізниць, міського та промислового транспорту» в курсах «Будівельне матеріалознавство», «Будівельні матеріали», «Фізико-хімічна механіка будівельних матеріалів і конструкцій».

Результати дисертаційного дослідження А.С.Зверєвої використані у науково-дослідних роботах «Проведення досліджень застосування ін'єкційних полімерних матеріалів SPT для будівництва, реконструкції та утримання споруд залізничного транспорту» (№ДР 60/1-2017 від 01.09.2017), «Проведення досліджень з можливості застосування шпал залізобетонних попередньо напружених колії 1520 мм типу СБЗ зі скріпленнями проміжними пружними типу КПП-5 на ділянках підвищеної вантажонапруженості та розробка рекомендацій» (№ДР 0116U003466), «Розвиток теоретичних основ виникнення та запобігання порушень стійкості земляних та інших споруд» (№ДР 0115U000276), «Теоретичні основи отримання нових корозійностійких композиційних силікатних матеріалів з високими гідрофізичними характеристиками. Фізико-хімічні та колоїдно-хімічні основи водостійкості та корозійної стійкості композиційних силікатних матеріалів» (№ДР 0115U000279), «Теоретичні та

експериментальні основи визначення, прогнозування та забезпечення несучої здатності та довговічності транспортних споруд в умовах агресивних впливів» (№ДР 0119U100295), що виконувалась УкзДУЗТ у 2015–2021 рр. за кошти державного бюджету.

Зав. кафедри будівельних матеріалів,
конструкцій та споруд,
професор, д.т.н.



Дмитро ПЛУГІН

Список опублікованих праць за темою дисертації:

Статті у фахових виданнях та у виданнях, що включені до наукометричних баз:

1. Мірошніченко С.В., Зверева А.С. Визначення потрібної міцності прокладного шару безбаластного мостового полотна на етапах монтажу та експлуатації. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 168 (2017) 111–117.

Особистий внесок: аналіз останніх досліджень і публікацій, розрахунок сумарної необхідної міцності прокладного шару.

2. Miroshnichenko S., Plugin D., Kalinin O., Zvierieva A., Reznichenko I. Improved bearing resistance of soil foundations of buildings with injectable polyurethane composites. MATEC Web of Conferences. 230 (2018) 03013.

Особистий внесок: аналіз існуючих способів закріплення основ, участь у дослідженні закріпленні матеріалами і за технологіями SPT[®], участь в аналізі результатів випробування деформативних характеристик.

3. Плугін А.А., Мірошніченко С.В., Резніченко І.В., Зверева А.С. Деформативні властивості ґрунтополімерного композиту: Методика експериментальних досліджень. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 182 (2018) 44–52.

Особистий внесок: участь в розробленні оригінального методу дослідження деформативних властивостей ґрунтополімерного композиту.

4. Зверева А.С., Плугін А.А., Мірошніченко С.В., Резніченко І.В. Деформативні властивості ґрунтополімерного композиту: Експериментальні дослідження. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 76 (2018) 136–142.

Особистий внесок: участь в дослідженні статичних та динамічних випробуваннях моделей закріпленого та незакріпленого ґрунту та аналізі їх результатів.

5. Зверева А.С., Лейбук Я.С., Скорик О.О., Муригіна Н.О. Експериментальне визначення приведеної маси колії. Мости та тунелі: Теорія, дослідження, практика. 15 (2019) 41–46.

Особистий внесок: дослідження методики визначення приведеної маси ґрунту, який бере участь в коливаннях по замірах динамічних напружень в земляному полотні експериментальним методом.

6. Плугін А.А., Лютий В.А., Савчук Ю.Ю., Зверева А.С. Композиції на основі шлаколузжого в'язучого для ремонту інженерних споруд, що піддаються впливу газоподібних агресивних середовищ. Науковий вісник будівництва. 90(4) (2017) 111–115.

Особистий внесок: аналітичний огляд літературних джерел та участь в

експериментальних дослідженнях.

7. Darenskiy O., Bielikov E., Dudin O., Zvierieva A., Oleshchenko A. Results of theoretical and experimental studies on determining the coefficient of subgrade reaction of sleepers for the conditions of main railways with axial loads of 30-35 tons per axle. MATEC Web of Conferences. 230 (2018) 01003.

Особистий внесок: аналіз літератури, участь у обговоренні результатів дослідження.

8. Плугін А.А., Калінін О.А., Мірошніченко С.В., Зверєва А.С., Голіней В.М., Ляхов М.С. Модель проникнення ін'єкційних цементних розчинів у заобробкові тріщинуваті скельні породи. Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 196 (2021) 57-69.

Особистий внесок: пошук та аналіз літературних джерел, участь в дослідженнях та обговоренні їх результатів.

9. Зверєва А.С., Микитенко О.І. Оптимізація технології виготовлення залізобетонних шпал за рахунок використання хімічних добавок. Електронне видання «Збірник наукових праць студентів та магістрантів». УкрДАЗТ, 9 (2014) 67–74.

Особистий внесок: пошук та аналіз літератури, експериментальні дослідження впливу хімічних добавок на міцність зразків та аналіз їх результатів.

10. Мірошніченко С.В., Плугін Д.А., Калінін О.А., Зверєва А.С., Резніченко І.В. Грунтополімерна композиція на основі ін'єкційного поліуретану для підсилення основ споруд. Тези доповідей 7-ої міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті». Харків, 2017, 205–206.

Особистий внесок: участь в розробленні оригінального методу дослідження деформативних властивостей грунтополімерного композиту.

Публікації апробаційного характеру:

1. Зверєва А.С., Мірошніченко С.В. Полімеркомпозиційний прокладний шар для плит безбаластного мостового полотна: Проблеми та перспективи. Збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості». Полтава, 2015, 50–52.

Особистий внесок: аналіз існуючих матеріалів для прокладного шару плит БМП.

2. Мірошніченко С.В., Зверєва А.С. Вимоги до міцності та до реологічних властивостей прокладного шару безбаластного мостового полотна. 78 Міжнар. наук.-техн. конфер. «Розвиток наукової та інноваційної діяльності на транспорті», Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 160 (додаток) (2016) 82.

Особистий внесок: аналіз впливу хімічних добавок на склад прокладного шару плит БМП та вимог до його властивостей.

3. Мірошніченко С.В., Зверева А.С. Визначення міцностних характеристик прокладного шару безбаластного мостового полотна на етапах монтажу та експлуатації. Тези доповідей 6-ої міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті». Харків, 2017, 54–56.

Особистий внесок: уточнення вимог до необхідної міцності прокладного шару на момент монтажу та експлуатації.

4. Plugin A.A., Partala N.M., Miroshnichenko S.V., Plugina A.Y., Zvereva A.S. Three-Dimensional Reinforced Cement Composition for Bearing between the Assembled Reinforced Concrete Bridge Deck and the Metal Beams. 20. Internationale Baustofftagung. Weimar, 2018, 2255–2262.

Особистий внесок: аналітичний огляд літературних джерел.

Відомості про апробацію результатів дисертації

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати дисертаційних досліджень доповідались і отримали схвалення на 4 науково-технічних конференціях:

- Всеукраїнська інтернет - конференція молодих учених і студентів «Композиційні будівельні матеріали і виробы – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості» (м. Полтава, 2015 р.) (заочна участь).
- 78-а Міжнародна науково-технічна конференція «Розвиток наукової та інноваційної діяльності на транспорті» (м. Харків, 2016 р.) (Особиста участь).
- VI міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 19-21 квітня 2017 р.) (Особиста участь).
- 20. Internationale Baustofftagung. Weimar Bundesrepublik Deutschland: Tagungsbericht (Weimar, 12-14 September 2018) (заочна участь).