

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

УДК 624.159.4:624.131.5-047.36

Ю. Л. ВИННИКОВ^{1*}, С. М. МАНЖАЛІЙ^{2*}

^{1*} Кафедра «Нафтогазової інженерії та технологій», Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Першотравневий пр., 24, Полтава, Україна, 36011, тел. +38 (067) 256 42 86, ел. пошта vynnykov@ukr.net, ORCID 0000-0003-2164-9936

² ТОВ «Євротехкомплект», пр. Героїв Дніпра, 89, Горішні Плавні, Полтавська область, Україна, 39800, тел. +38 (067) 530 76 01, ел. пошта msn1975@i.ua, ORCID 0000-0002-5819-6056

УДОСКОНАЛЕННЯ ГЕОТЕХНІЧНОГО МОНІТОРИНГУ ПІДСИЛЕННЯ ДЕФОРМОВАНОЇ БУДІВЛІ НА ПАЛЬОВОМУ ФУНДАМЕНТІ

Мета. Удосконалити геотехнічний моніторинг системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити. **Методика.** Стандартні польові та лабораторні методи визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів; нормативні методи обстеження технічного стану несучих будівельних конструкцій, їх основ і фундаментів; методи математичної статистики для обробки результатів експериментів; тривалі геодезичні спостереження за деформаціями цегляної будівлі на пальовому фундаменті до та після його посилення. **Результати.** На характерному натурному об'єкті розроблено та апробовано систему геотехнічного моніторингу і науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити: визначено фактичні параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; проведено геодезичні спостереження за деформаціями об'єкту до, в процесі й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку та стабілізації цих деформацій у часі й ін. **Наукова новизна.** Удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити та отримано нові дослідні дані про зміну напружено-деформованого стану системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки плити. **Практична значимість.** Розроблено та впроваджено в геотехнічну практику конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити та відповідну методичку геомоніторингу.

Ключові слова: пісок; слабкий ґрунт; забивна призматична паля; залізобетонний ростверк; осідання; тріщина; технічний стан будівлі; геотехнічний моніторинг; монолітна залізобетонна плита

Вступ

До групи деформованих споруд відносять будівлі, що отримали за період їх будівництва й особливо експлуатації недопустимі осідання та деформації, які, однак, не заважають виконанню їх основних функцій, але обмежують можливість їх своєчасного посилення (Коновалов, П. О. & Коновалов, В. П., 2010). Їх причинами є помилки при інженерно-геологічних вишукуваннях; неякісне проектування; порушення правил будівельних робіт; порушення правил експлуатації будівель і споруд.

Тривалі геодезичні спостереження за осіданнями будівель і споруд, у т. ч. на пальових

фундаментах (EN 1990:2002/A1:2005/AC, 2010; ДБН В.2.1-10:2018; Мангушев, & Нікіфорова, 2017; Полішук, 2004; Briaud, 2013; Zotsenko, & Vinnikov), показали, що:

– їх нерівномірність переважно виникає ще під час будівництва; при цьому, чим більше абсолютне осідання основи, тим більша й відносна нерівномірність осідань, крен і т. ін.;

– фактичні осідання найчастіше складають близько 30 % від розрахованих і рідше до 80 %, але у слабких водонасичених ґрунтах стабілізовані осідання часто перевищують не лише розраховані величини, але й граничні нормативні значення; до того ж за таких умов,

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

чим швидше зводиться споруда, тим більші деформації;

- величини осідань основ від навантажень і час їх стабілізації залежать від виду та стану ґрунтів, інтенсивності передачі тиску на основу; деформації пісків і твердих глинистих ґрунтів практично стабілізується в перший же рік після здачі об'єкта в експлуатацію, а деформації текучих глинистих ґрунтів тривають десятиріччями, тому для цих основ достатньо коректно приймати частку осідання за період зведення споруди за 50 % від стабілізованого осідання;

- осідання в будівельний період викликаються зростанням тиску на ґрунт; при цьому зі збільшенням його інтенсивності відсоток осідання від кінцевого значення деформації зменшується (щоправда, останнє узагальнення не завжди виконується для слабких ґрунтів).

Такі інформативні дослідження досить рідкі, і зазвичай починаються вже після отримання будинками та спорудами помітних деформацій і тріщин. Тому для успішності реконструкції будівель, у т. ч. з посиленням їх основ і фундаментів, обов'язково слід виконувати геотехнічний моніторинг (геомоніторинг) – «система спостережень і контролю з використанням інструментальних вимірювань, яка виконується за спеціальною програмою з метою виявлення напружено-деформованого стану (НДС) основ фундаментів і несучих конструкцій існуючих будівель» (Коновалов, П. О. & Коновалов, В. П., 2010; Іллічов, & Мангушев, 2014; Vynnykov, & Manzhaliy, 2019).

Після виникнення та розкриття тріщин у несучих конструкціях слід виконувати комплекс досліджень для виявлення причин появи і розвитку деформацій у конструкціях будівлі. Об'єм і склад робіт з геотехнічного моніторингу залежить від складності об'єкту й визначається відповідною програмою робіт (Іллічов, & Мангушев, 2014; Katzenbach, Leppla, Seip, & Kurze, 2015).

Програма включає в себе предмет моніторингу (за якими об'єктами та якими методами ведуть спостереження), періодичність і терміни спостережень, форма представлення матеріалів моніторингу, можливі заходи за несприятливих впливів (Іллічов, & Мангушев, 2014). Зазвичай, у зону дії моніторингу попадають об'єкти на відстані до 30 м.

Серед основних методів моніторингу (Коновалов, П. О. & Коновалов, В. П., 2010) доцільно виділити:

- спостереження за розкриттям тріщин в існуючих будівлях;

- спостереження за вертикальними та горизонтальними деформаціями існуючих будівель;

- визначення змін НДС у ґрунтовому масиві та конструкціях будівель і споруд;

- контроль за зміною рівня підземних вод;

- контроль за якістю улаштування паль;

- контроль за якістю зведення монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій (зокрема, й ростверків);

- контроль за якістю земляних робіт (технології відкопування котловану та кріплення його стінок, водозниження, улаштування штучних основ, зворотної засипки та ін.);

- технічний контроль за станом конструкцій, що зводяться, тощо.

Геомоніторинг звичайно поділяють на три етапи (Іллічов, & Мангушев, 2014):

- підготовчий (планування зони моніторингу (будівлі, конструкції, що підлягають до постійних спостережень), встановлення обладнання для регулярних спостережень, маячків і датчиків на тріщинах (з датою), створення геодезичної мережі (репери, стінові марки) (EN 1990:2002/A1:2005/AC, 2010; ДБН В.2.1-10:2018), знімання «нульових» відліків тощо);

- робочий (період регулярних спостережень за об'єктами (геодезичні спостереження, зняття показників датчиків), оцінювання якості будівельних робіт і коригування конструктивно-технологічних заходів);

- післябудівельний (продовження спостережень за об'єктами (будівлями, конструкціями), що отримали найбільш небезпечні деформації);

- тривалість етапу залежить від стану об'єктів моніторингу та його мети, але не менше року).

Відзначимо також, що результати оцінювання технічного стану будівель і споруд (несучих будівельних конструкцій, їх основ і фундаментів) на базі їх обстеження і перевірок

розрахунків суттєво впливають на вибір оптимального конструктивно-технологічного рішення посилення конструкцій та фундаментів деформованих будівель шляхом призначення граничних величин додаткових осідань та їх нерівномірності при реконструкції (посиленні) кожного конкретного об'єкту.

Щодо особливостей геомоніторингу саме об'єктів з системою «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», то одним з його найбільш вразливих місць є складність достовірного визначення параметрів основ і фундаментів, зокрема, фактичної довжини паль, а для проведення подальших перевірочних розрахунків – складність складання розрахункової схеми системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після реконструкції (підсилення) для достовірного оцінювання особливостей спільної роботи складових цієї системи.

Ряд прикладів геотехнічного моніторингу за посиленням (реконструкцією) деформованих будівель і споруд (Коновалов, П. О. & Коновалов, В. П., 2010; Поліщук, 2004; Зоценко, & Винников, 2019; Тугаєнко, Марченко, Ткаліч, & Логінова, 2018; Уліцький, Шашкін, & Шашкін, 2010) демонструє широкі можливості використання даних спостережень та вимірів за керуванням безпечного проведення робіт і якістю (надійністю) їх практичних результатів.

Тому є сенс удосконалювати не просто геомоніторинг (як пасивний збір технічних даних спостережень і вимірів у процесі реконструкції), а науково-технічний супровід (Іллічов, & Мангушев, 2014; Уліцький, Шашкін, О. Г. & Шашкін, К. Г., 2010; Винников, Кічаєва & Суходуб). Останній передбачає обробку й активне використання отриманої за час геомоніторингу інформації при прийнятті оперативних рішень, які сприяють безпечному та якісному веденню робіт (ДБН В.2.1-10:2018; Іллічов, & Мангушев, 2014).

Отже, у практиці реконструкції будівель, у т. ч. посиленні їх основ і фундаментів, маємо

певну загальну систему геомоніторингу й науково-технічного супроводу, закріплену нормами, але для об'єктів з системою «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» одним з найбільш вразливих місць є складність достовірного визначення параметрів основ і фундаментів, зокрема, фактичної довжини паль, а для подальших розрахунків – складність складання розрахункової схеми цієї системи до та після підсилення для достовірного оцінювання особливостей спільної роботи її складових.

Мета

На характерному натурному об'єкті розробити та апробувати систему геотехнічного моніторингу і науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити: визначити фактичні параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; провести геодезичні спостереження за деформаціями об'єкту до й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку та стабілізації цих деформацій у часі й ін.

Методика

Відповідно до мети на характерному натурному об'єкті (деформований п'ятиповерховий трьохсекційний цегляний житловий будинок) розроблено й апробовано систему геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки залізобетонної плити.

Алгоритм досліджень геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу при підсиленні деформованої будівлі на пальному фундаменті включав три послідовні етапи:

1) підготовчий:

– рекогносцировка майбутнього об'єкту

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

геомоніторингу;

- збір і аналіз наявної вишукувальної, проектної, виконавчої та іншої технічної документації, що має відношення до об'єкту;
- візуальне й інструментальне обстеження несучих будівельних конструкцій, фіксація та заміри видимих деформацій, тріщин і т. ін.;
- обміри в обсязі, необхідному для перевірочних розрахунків цих конструкцій;
- проведення додаткових інженерно-геологічних і гідро-геологічних досліджень;
- визначення параметрів основ і фундаментів, у т. ч. фактичної довжини паль (акустичним методом), а за необхідності їх фактичної несучої здатності (шляхом тимчасового вирубування паль зі складу ростверку та наступних статичних випробувань цими палями ґрунту, за даними статичного зондування ґрунтів, за результатами додаткових інженерно-геологічних досліджень), фактичних параметрів ростверків, тощо;
- встановлення для регулярних спостережень маячків на існуючих тріщинах (з вказуванням дати їх улаштування), встановлення на несучих будівельних конструкціях датчиків (наприклад, так званих креномірів), створення чи використання існуючої на період моніторингу геодезичної мережі (ґрунтовий репер, стінові осадочні марки на рівні цоколя будівлі), знімання «нульових» відліків і т. ін.).

Складова науково-технічного супроводу на цьому етапі геомоніторингу включає в себе наступні дослідження:

- вертикальна прив'язка паль і ростверків до інженерно-геологічного розрізу (іноді інженерно-геологічної колонки);
- перевірочні (аналітичні чи моделюванням методом скінчених елементів (МСЕ)) розрахунки несучих конструкцій, їх основ, паль, пальових фундаментів;
- оцінювання технічного стану несучих будівельних конструкцій, їх основ і фундаментів на базі результатів їх обстеження та перевірочних розрахунків;
- побудова розрахункової схеми системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до її посилення та моделювання з використанням МСЕ та пружно-пластичної моделі ґрунту НДС

цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових;

- встановлення причин наднормових деформацій основ фундаментів будівлі;
- розроблення рекомендацій щодо подальшої експлуатації будівлі та вибір можливих конструктивно-технологічних рішень посилення її пальових фундаментів чи їх основ;
- побудова розрахункової схеми системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» після її посилення та відповідне моделювання МСЕ НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових;
- обґрунтування оптимального конструктивно-технологічного рішення посилення пальових фундаментів будівлі чи їх основ;

2) робочий:

- регулярні спостереження за станом маячків на існуючих тріщинах, зняття показників датчиків на несучих конструкціях, нівелювання стінових осадочних марок, графічне та табличне відображення результатів регулярних спостережень у відповідному журналі;
- оцінювання якості робіт з підсилення пальових фундаментів.

Складова науково-технічного супроводу на цьому етапі геомоніторингу включає в себе наступні дослідження:

- аналіз результатів регулярних спостережень за деформаціями будівлі;
- коригування конструктивно-технологічних заходів;

3) післябудівельний:

- продовження регулярних спостережень за об'єктом (тривалість цього етапу залежить від його технічного стану, але не менше 1 року).

Складова науково-технічного супроводу на цьому етапі геомоніторингу включає в себе наступні дослідження:

- аналіз результатів регулярних спостережень за деформаціями будівлі, прогнозування часу їх умовної стабілізації та відповідних кінцевих величин деформацій тощо.

Результати

Характерний натурний об'єкт дійсних досліджень, посилення якого було здійснено без

відселення його мешканців на цей період, – це п'ятиповерховий житловий будинок з підвалом і технічним поверхом, який знаходиться по вул. Героїв Дніпра, 27 у м. Горішні Плавні Полтавської області.

Його зведено в 1977 р. за типовим проектом. Він складається з трьох блок-секцій: 87-049/71 – торцева ліва, що зазнала значних деформацій (рис. 1); 87-046 – рядова; 87-048/71 – торцева права. У конструктивному відношенні будівля являє споруду з повздовжніми несучими стінами. Висота поверхів – 2,8 м, а підвалу (від підлоги до низу перекриття) – 2,1...2,2 м.



Рис. 1. Вигляд торцевої блок-секції деформованої будівлі (в період підготовчого періоду геотехнічного моніторингу)

Стіни будівлі – з повнотілої полуторної силікатної цегли на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх повздовжніх несучих і торцевих стін без оздоблення складає 510 мм. Товщина внутрішньої повздовжньої несучої стіни з шаром штукатурки – 400 мм. Несучі стіни в підвалі будинку з позначки -2.800 до -1.600 виконано з 2 рядів блоків ФБС 24.5.6-Т, а вище з

цегляної кладки. Просторова жорсткість забезпечується поперечними стінами сходової клітки і дисками міжповерхових перекриттів. Конструктивну схему будівлі не можна вважати жорсткою. Клас наслідків будівлі – СС-2. Через підвал проходить магістральна тепла мережа. Її вхід до підвалу розташований під лівою блок-секцією (осі 1-2), з боку стіни сходової клітки. Під секцією розташований й поворот мережі на 90°, після чого вона проходить через увесь підвал і виходить з протилежного торця будинку.

При візуальному й інструментальному обстеженні несучих будівельних конструкцій деформованої блок-секції було встановлено, що при зведенні та експлуатації будинку виникли дефекти й пошкодження, що впливають на несучу здатність і довговічність окремих елементів й будівлі в цілому, зокрема:

- вертикальні тріщини із шириною розкриття до 20 мм (рис. 2) по всій висоті зовнішніх і внутрішніх несучих стін переважно в місцях спирання перемичок і над (під) прорізами.

Тріщини характерні для будівель із залізобетонними перемичками, які призводять до деформацій віконного блоку поворотом як єдиного жорсткого елемента. Тріщини свідчать про значні деформації основи фундаментів лівої торцевої секції в напрямку відділення від основної частини будинку.

Розвиток тріщин суттєво знижує просторову жорсткість секції, бо для розділених на частини зовнішніх і внутрішніх стін просторова жорсткість вже не забезпечується поперечними стінами сходової клітки. На зовнішніх і внутрішніх стінах сходової клітки тріщини відсутні, що підтверджує попередні твердження.

Незначні тріщини в стінах і між плитами перекриття виникли одразу після заселення будинку в 1977 р., але найбільших деформацій він зазнав у 1993 р. після прориву теплотраси в куті її повороту на 90° під лівою блок-секцією І-ІІ, в осях І-2. Тоді ж для зменшення деформацій влаштовано попередньо напружені тяжі підсилення (рис. 1) з арматурних стрижнів діаметром 36 мм із талрепами для створення напруження в них. По торцевим стінам встановлено горизонтальні балки прямокутного перерізу з двох зварених швелерів № 24, кріплення тяжів до балок – через рівнополічний кутик 140×10, який встановлено по кутах будинку.

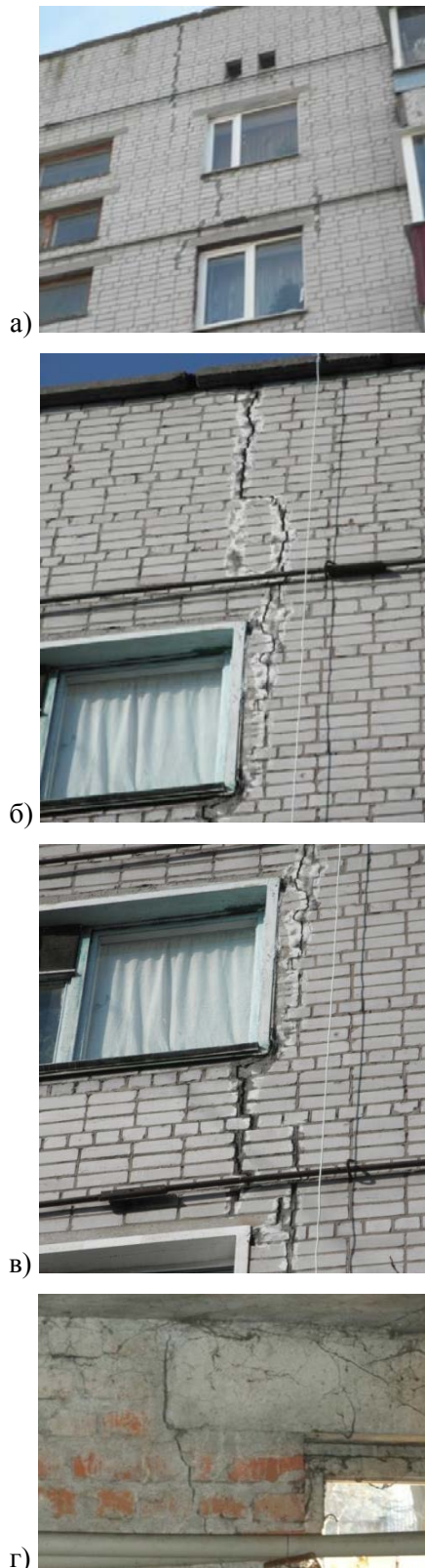


Рис. 2. Вертикальні тріщини з шириною розкриття:
а) 7 мм; б) 15 мм; в) 12 мм; г) 4 мм (у підвалі)

Зважаючи на те що вільна між точками закріплення довжина тяжів не повинна перевищувати 15...20 м (в нашому випадку вона складала 67,2 м), то тріщини розкривались і надалі, бо при значній довжині пружні абсолютні деформації в сталі тяжів дуже значні. У рівні перекриття третього та п'ятого поверхів стався обрив металевого тяжа (рис. 3), що свідчить про невдалу конструкцію підсилення.



Рис. 3. Обрив верхнього металевого тяжа в рівні перекриття п'ятого поверху

На зовнішніх (починаючи з першого поверху) і внутрішніх (починаючи з третього поверху) несучих стінах було влаштовано гіпсові маячки. Тріщини в них свідчать про подальший розвиток деформацій (рис. 4). При цьому на торцевій стіні деформованої блок секції тріщини відсутні. Отже, технічний стан несучих стін класифіковано як незадовільний.



Рис. 4. Тріщина в гіпсових маячках, встановлених на зовнішній і внутрішній несучих стінах

Перекриття – збірні залізобетонні пустотні плити довжиною 5,4 м. У підвалі та на п'ятому поверсі в швах між плитами виникли тріщини, деякі шви незаповнені розчином, що дещо зменшує просторову жорсткість будівлі. Технічний стан перекриттів – задовільний.

На рівні цоколя за периметром деформованої будівлі влаштовано осадочні осадкові марки (рис. 5), за якими надалі велось геометричне нівелювання III класу точності протягом всього періоду геотехнічного моніторингу.

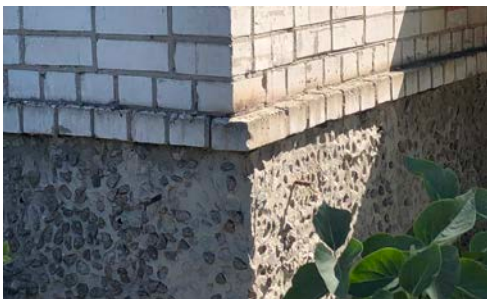


Рис. 5. Осадочні марки на рівні цоколя будівлі

Фундаменти – палеві із забивних призматичних паль СНпр 9-35 (довжина 9 м, переріз 350×350 мм), що об'єднані стрічковим монолітним залізобетонним ростверком висотою 400 мм. Під внутрішню несучу стіну ширина ростверку – 400 мм, зовнішню – 500 мм. Крок паль під внутрішню стіну – 1100 мм, зовнішню – 1360-1530 мм, а під торцеві – 1590...1610 мм.

На ділянці під насипним шаром (ІГЕ-1а) і пісками мілкими намивними (ІГЕ-2с і ІГЕ-2п, відповідно середньої щільності й щільними з модулем деформації відповідно $E = 19,5$ і 35 МПа) загальною потужністю 7 м залягає шар, так званих, похованих ґрунтів (ІГЕ-3) – супіски шаруваті, опіщанені, з прошарками мулів і глин, текучі ($E = 6,5$ МПа, вміст органіки – 8 %), що з глибини 9...10 м підстилаються пісками середньої крупності, щільними (ІГЕ-4, $E = 45$ МПа), а з глибини 18 м – глиною. Намив піску на ділянці проводили в 1970-1973 рр. Рівень ґрунтових вод на момент вишукувань склав 6,8...7,3 м від земної поверхні. Його річні та сезонні коливання – до 1,5 м від цього рівня.

У межах ділянки виявлено несприятливі інженерно-геологічні процеси: динамічний вплив на піщані ґрунти від вибухів на кар'єрі, що може призводити на їх динамічного розрідження; механічна суфозія при експлуатації водонесу-

чих комунікацій; достатньо потужна (до 2,3 м) товща ґрунтів з домішками органічних речовин.

Проект передбачав прорізання товщі похованих ґрунтів палями СНпр 9-35, які заходили в ІГЕ-4. Для цього випадку розрахунком встановлено, що: навантаження на палю під внутрішню та зовнішню несучу стіну відповідно складає 404,5 та 390,6 кН; несуча здатність палі $Fd = 1334,8$ кН; допустиме розрахункове навантаження $N = 953,4$ кН; осідання основи цього фундаменту складає $S = 1,44$ см.

Враховуючи вищесказане і найгірший можливий варіант, за умови якого при пориві теплотраси могло проявитись «негативне тертя» за бічною поверхнею палі, величина котрого може досягти 317 кН (ІГЕ-2с, ІГЕ-2п), допустиме розрахункове навантаження на палю складає $N = 499,5$ кН, що все-одно перевищує навантаження на палю від будинку 404,5 кН.

Тому в межах геомоніторингу перевірено фактичну довжина паль у складі фундаменту. При зондуванні не завжди вдавалося зондом пройти товщу намивних пісків (ІГЕ-2п – щільний). Прорізати ці шари забиванням дизель-молотом паль перерізом 350×350 мм на період будівництва було складно. Контроль суцільності та довжини паль було здійснено акустичним методом за допомогою програмно-технічного комплексу Pile Integrity Tester PIT-W, який має граничну відносну похибку визначення лінійних розмірів конструкцій ± 5 %. Комплекс пройшов метрологічну перевірку в центрі стандартизації, метрології і сертифікації. Прилад базується на методі відбитих імпульсів. Спочатку посилають імпульс, завдаючи легкого удару по поверхні палі. Для цього використовують спеціальний ручний молоток. Акустична хвиля, викликана імпульсом, поширюється вздовж палі. Форма палі та якість її матеріалу впливають на відбиті хвилі, які реєструються по мірі їх повернення на поверхню. Записуються усі поверхневі вібрації для отримання інформації про всі основні відбиті сигнали. Для діагностики цілісності палі аналізують відбиті хвилі з урахуванням їх природи та інтенсивності.

Для цих випробувань пройдено 6 шурфів і в них розчищено тіло палі на 20 см, 3 з них – у лівій пошкодженій блок-секції в осях I-II, 2 – у рядовій блок секції в осях II-III та 1 – у правій блок-секції в осях III-IV (рис. 6). Процес контролю довжини паль наведено на рис. 7.

МОСТИ ТА ТУНЕЛІ: ТЕОРІЯ, ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРАКТИКА

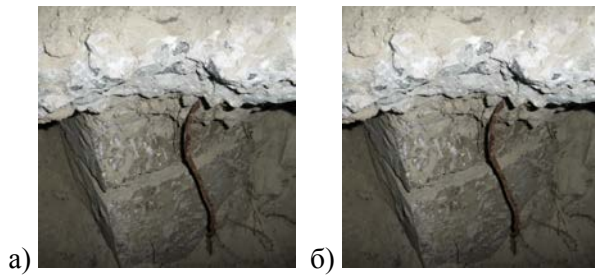


Рис. 6. Вигляд палі у складі ростверку з шурфів:
а) № 1 (паля № 119); б) № 2 (паля № 105)



Рис. 7. Контроль довжини палі

Для підтвердження результатів візуального та інструментального контролю цілісності палі та їх довжини перевірено можливість «зрубвання» оголовків палі. Зокрема, порівняно проектне армування оголовку палі з їх фактичним (перші 300 мм оголовку армується сітками з кроком 50 мм, а потім починається спіраль довжиною 700 мм з кроком поперечної арматури 100 мм, яка переходить у спіраль з кроком поперечної арматури 200 мм). Захисний шар бетону попередньо видалено. При дослідженні армування палі шурф збільшено в глибину, в результаті чого в стовбурі знайдено тріщини. Захисний шар бетону відколото в розтягнутій зоні, фактично паля зруйнована. Бетон в стиснутій зоні сколювався і кришився. Крок поперечної арматури – 200 мм. Це підтверджує, що палю не занурено на проектну позначку, її було «зрубано». Мінімальна довжина «зрубаної» частини – 600 мм. У такому стані паля не сприймає вертикальних стискуючих навантажень. Фактична довжина палі склала 4,5...8,5 м. Перевірка армування палі підтвердило, що частину палі не вдалося занурити на проектну позначку. Тому виконано розрахунок палі № 119 (шурф № 1) довжиною 4,5 м. Її прив'язка до інженерно-геологічної колонки подана на рис. 8.

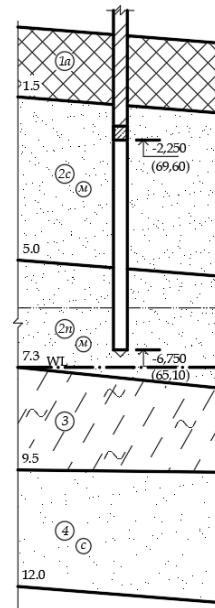


Рис. 8. Вертикальна прив'язка палі СНпр 4,5-35 до інженерно-геологічної колонки

Осідання палі склало $S = 2.2 - 2.5$ см залежно. Отже, різниця між осіданням палі довжиною 9 м і 4,5 м складає близько 1 см, що не могло викликати фактичних понаднормових деформацій. Але враховуючи виникнення ефекту «негативного тертя» через самоущільнення та механічну суфозію у верхніх шарах намивних пісків після пориву магістральної теплотраси, які підсилювались інерційними силами від вибухів у кар'єрі, несуча здатність палі знизилась аж до $Fd = 375.7$ кН, а розрахункове навантаження на неї – до $N = 268.0$ кН, що менше зусилля від будівлі 404,5 кН. При перевищенні допустимого навантаження на палю осідання основи пального фундаменту відбувалися вже у нелінійній стадії, які й призвели до появи й розвитку існуючих деформацій будівлі. Якщо б усі палі вістрям досягли проектної позначки, то, звичайно, такі деформації не виникли б.

Технічний стан палевих фундаментів класифіковано як незадовільний. Тому вирішено розробити проект посилення цих фундаментів.

Посилення полягало в підведенні під ростверки монолітних залізобетонних балок L-подібного обрису, які об'єднували поперечними залізобетонними балками, а зверху – монолітною плитою товщиною 200 мм (рис. 9). Щоб включити плиту «в роботу» зразу після її влаштування передбачено ущільнення основи під

плитою щебнем і трамбування її віброплитами. Роботи виконано за шість етапів:

1) відривання траншей і бетонування поперечних балок жорсткості між ростверками повздовжніх несучих стін та під ростверками поперечних стін сходових кліток;

2) підведення L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін між осями «2» та «1»;

3) L-подібні балки, котрі залишилися, підводилися під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін між осями «2» та «1»;

4) підведення L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін між осями «1» та «2»;

5) підведення L-подібних балок у проміжки, які залишилися під ростверками на перетині повздовжніх і поперечних стін (в осях «1» і «2»);

б) армування та бетонування верхньої монолітної плити, що об'єднає всі балки посилення у суцільну жорстку просторову конструкцію.

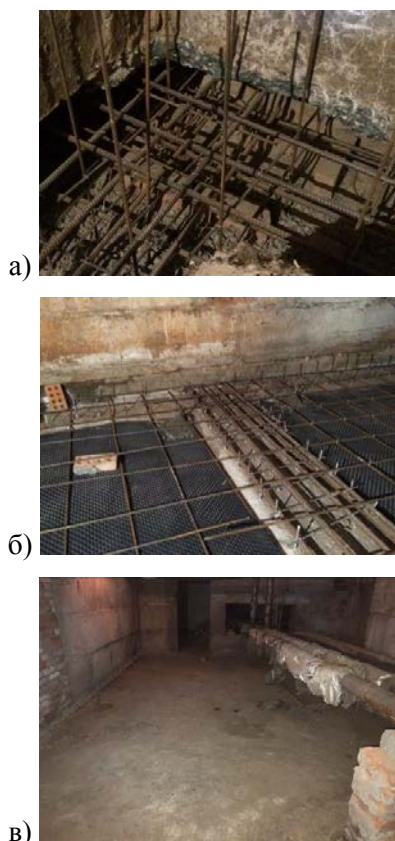


Рис. 9. Процес посилення фундаментів будівлі:
а – улаштування монолітних залізобетонних балок посилення; б – улаштування плити посилення; в – сучасний вигляд підвалу після завершення робіт

© Ю. Л. Винников, С. М. Манжалій, 2020

Отримано ребристу плиту підсилення, основою якої є ПЕ-2с (пісок намивний, мілкий, середньої щільності). Її ребра спрямовані до низу. Ця конструкція добре перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій основ і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт, тобто в процесі фактично влаштовано плитно-пальовий фундамент.

У межах реалізації проекту також розширили й зачеканили тріщини; усунули розгерметизацію теплової мережі; замінили трубопроводи магістральної теплової мережі; посилено залізобетонні перемички в несучій внутрішній стіні підвалу; відновили захисний шар бетону паль, в яких досліджувалось армування; відновили вимощення за периметром будинку і т. ін.

У результаті геотехнічного моніторингу в післябудівельний період (після підсилення його фундаментів) описаного об'єкту, який триває вже понад 3,5 роки, встановлено, що:

– додаткові осідання основи фундаменту будівлі не перевищили 1...2 мм і вже стабілізувались;

– після завершення посилення частина раніше зруйнованих гіпсових маячків була відновлена, однак нові тріщини в них не утворились (рис. 10).



Рис. 10. Гіпсові маячки, відновлені на зовнішніх несучих стінах після посилення пальових фундаментів будівлі (нові тріщини в них не утворились)

Отже, удосконалено методику геотехнічного моніторингу системи «деформована споруда – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під ростверку плити: визначено фактичні параметри основ і фундаментів, їх зміни в часі; проведено спостереження за деформаціями об'єкту до й після посилення. Його результати довели достатньо високу ефективність і надійність конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити.

Наукова новизна та практична значимість

За результатами роботи удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити та отримано нові дослідні дані про зміну напружено-деформованого стану системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки плити. Розроблене рішення впроваджено в геотехнічну практику разом із відповідною методикою геомоніторингу.

Висновки

Таким чином, на характерному натурному об'єкті удосконалено й апробовано систему геотехнічного моніторингу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити: визначено фактичні параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; проведено спостереження за деформаціями об'єкту до й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку та стабілізації цих деформацій у часі й ін.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Briaud, J.-L. (2013). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*. Wiley.
EN 1990:2002/A1:2005/AC. (2010). *Eurocode: Basis of*

Structural Design. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

- Katzenbach, R. Leppla, S. Seip, M. & Kurze, S. (2015) Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures. *Proc. of the XVI European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburgh. 601-606.
- Vynnykov, Yu. & Manzhaliy, S. (2019) Residential building's deformation on pile foundation. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. 2(53), 98-106.
- Zotsenko, N. L. & Vinnikov, Y. L. (2016) Long-Term Settlement of Buildings Erected on Driven Cast-In-Situ Piles in Loess Soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 53(3), 189-195.
- Винников, Ю. Л., Кичаева, О. В. & Суходуб, А. В. (2014). Оценка совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение» при надстройке. *Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы междунар. науч.-техн. конф.* Санкт-Петербург: СПбГАСУ, I, 130-136.
- ДБН В.2.1-10:2018. *Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення*. Київ: Мінрегіонбуд України.
- Зоценко, М. Л. & Винников, Ю. Л. (2019) *Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту*. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка.
- Ильичев В. А. & Мангушев, Р. А. (2014). *Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения*. Москва: Изд-во АСВ.
- Коновалов, П. А. & Коновалов, В. П. (2011). *Основания и фундаменты реконструируемых зданий*. Москва: Изд-во АСВ.
- Мангушев, Р. А. & Никифорова, Н. С. (2017). *Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства*. Москва: Изд-во АСВ.
- Полищук, А. И. (2004). *Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий*. Нортхэмптон: STT; Томск: STTY.
- Туғаєнко, Ю. Ф., Марченко, М. В. Ткаліч, А. П. & Логінова, Л. О. (2018). *Природа деформування ґрунтів*. Одеса: Астропринт.
- Улицкий, В. М., Шашкин, А. Г. & Шашкин, К. Г. (2010). *Геотехническое сопровождение развития городов*. Санкт-Петербург: «Геореконструкция».

Ю. Л. ВИННИКОВ^{1*}, С. Н. МАНЖАЛІЙ²

^{1*} Кафедра «Нефтегазовой инженерии и технологий», Национальный университет «Полтавская политехника имени Юрия Кондратюка», Первомайский пр., 24, Полтава, Украина, 36011, тел. +38 (067) 256 42 86, эл. почта vynnykov@ukr.net, ORCID 0000-0003-2164-9936

² ООО «Евротехкомплект», пр. Героев Днепра, 89, Горишние Плавни, Полтавская область, Украина, 39800, тел. +38 (067) 530 76 01, эл. почта msn1975@i.ua, ORCID 0000-0002-5819-6056

УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА УСИЛЕНИЯ ДЕФОРМИРОВАННОГО ЗДАНИЯ НА СВАЙНОМ ФУНДАМЕНТЕ

Цель. Усовершенствовать геотехнический мониторинг системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» до, в процессе и после подведения под существующие ростверки монолитной железобетонной плиты. **Методика.** Стандартные полевые и лабораторные методы определения физико-механических свойств грунтов; нормативные методы обследования технического состояния несущих строительных конструкций, их оснований и фундаментов; методы математической статистики для обработки результатов экспериментов; длительные геодезические наблюдения за деформациями кирпичного здания на свайном фундаменте до и после его усиления. **Результаты.** На характерном натурном объекте разработана и апробирована система геотехнического мониторинга и научно-технического сопровождения системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовая основа со слабым подстилающим слоем» до и после подведения под существующие ростверки монолитной железобетонной плиты: определены фактические параметры ее оснований и фундаментов и их изменения во времени; проведено геодезические наблюдения за деформациями объекта до, в процессе и после его усиления для установления закономерностей развития и стабилизации этих деформаций во времени и др. **Научная новизна.** Усовершенствовано конструктивно-технологическое решение усиления фундаментов из забивных призматических свай в составе ленточного ростверка путем подведения под существующие ростверки монолитной железобетонной плиты и получены новые опытные данные об изменении напряженно-деформированного состояния системы «деформированное здание – забивные призматические сваи в составе ленточного ростверка – грунтовое основание со слабым подстилающим слоем» вследствие подведения под существующие ростверки плиты. **Практическая значимость.** Разработаны и внедрены в геотехническую практику конструктивно-технологическое решение усиление фундаментов из забивных призматических свай в составе ленточного ростверка путем подведения под существующие ростверки монолитной железобетонной плиты и соответствующая методика геомониторинга.

Ключевые слова: песок; слабый грунт; забивная призматическая свая; железобетонный ростверк; осадка; трещина; техническое состояние здания; геотехнический мониторинг; монолитная железобетонная плита

YU. L. VYNNYKOV^{1*}, S. M. MANZHALIY^{2*}

^{1*} Department of Oil and Gas Production and Geotechnics, Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Pervomaysky av., 24, Poltava, Ukraine, 36011, tel. +38 (067) 256 42 86, e-mail vynnykov@ukr.net, ORCID 0000-0003-2164-9936

² LLC “Eurotechkomplekt”, av. Heroes of the Dnieper, 89, Gorishni Plavni, Poltava region, Ukraine, 39800, tel. +38 (067) 530 76 01, e-mail msn1975@i.ua, ORCID 0000-0002-5819-6056

IMPROVEMENT OF GEOTECHNICAL MONITORING OF STRENGTHENING OF DEFORMED BUILDINGS ON PILE FOUNDATION

Object. Improve the geotechnical monitoring of the system “deformed building – driven prismatic piles in the composition of the strip grille – soil base with a weak underlying layer” before, during and after the supply of the existing grilles of the monolithic reinforced concrete slab. **Method.** Standard field and laboratory methods for determining the physical and mechanical properties of soils; normative methods of inspection of a technical condition of bearing building designs, their bases and the bases; methods of mathematical statistics for processing the results

© Ю. Л. Винников, С. М. Манжалій, 2020

of experiments; long-term geodetic observations of deformations of a brick building on a pile foundation before and after its strengthening. **Results.** A system of geotechnical monitoring and scientific and technical support of the system "deformed building – driven prismatic piles as part of a belt grid – soil base with a weak underlying layer" was developed and tested on a typical natural object before and after supplying monolithic reinforced concrete slabs, in particular: the actual parameters of its foundations and foundations and their changes over time are determined; conducted geodetic observations of the deformations of the object before, during and after its strengthening to establish patterns of development and stabilization of these deformations over time, etc. **Scientific novelty.** The structural and technological solution of strengthening the foundations of driven prismatic piles in the belt grid by bringing under the existing grilles monolithic reinforced concrete slab and obtained new research data on the change of stress-strain state of the system "deformed building – driving prismatic piles in the belt grid – soil weak underlying layer" due to the supply under the existing grilles of the plate. **The practical significance.** Developed and implemented in geotechnical practice constructive-technological solution of reinforcement of foundations from driven prismatic piles as a part of a tape grid by bringing under existing grilles of a monolithic reinforced concrete plate and the corresponding technique of geomonitoring.

Keywords: sand; poor-bearing soil; driven prismatic pile; reinforced concrete grille; settlement; crack; engineering status of the building; geotechnical monitoring; monolithic reinforced concrete slab

REFERENCES

- Briaud, J.-L. (2013). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils*. Wiley. (in English).
- EN 1990:2002/A1:2005/AC. (2010). *Eurocode: Basis of Structural Design*. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC. (in English).
- Katzenbach, R. Leppla, S. Seip, M. & Kurze, S. (2015) Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures. *Proc. of the XVI European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*. Edinburgh. 601-606. (in English).
- Vynnykov, Yu. & Manzhaliy, S. (2019) Residential building's deformation on pile foundation. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. 2(53), 98-106. (in English).
- Zotsenko, N. L. & Vinnikov, Y. L. (2016) Long-Term Settlement of Buildings Erected on Driven Cast-In-Situ Piles in Loess Soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 53(3), 189-195. (in English).
- Vinnikov, Yu. L., Kichaeva, O. V. & Sukhodub, A. V. (2014). Otsenka sovmestnoy raboty sistemy «osnovanie – fundament – sooruzhenie» pri nadstroyke. *Sovremennye geotekhnologii v stroitelstve i ikh nauchno-tekhnicheskoe soprovozhdenie: materialy mezhdunar. nauch.-tekhn. konf.* Sankt-Peterburg: SPbGASU, I, 130-136. (in Russian)
- DBN V.2.1-10:2018. *Osnovy i fundamenti budivel ta sporud. Osnovni polozhennia*. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy. (in Ukrainian)
- Zotsenko, M. L. & Vynnykov, Yu. L. (2019) *Fundamenti, sheho sporudzhuiutsia bez vyimannia gruntu*. Poltava: PolNTU imeni Yurii Kondratiuka. (in Ukrainian)
- Ilichev V. A. & Mangushev, R. A. (2014). *Spravochnik geotekhnika. Osnovaniya, fundamenti i podzemnye sooruzheniya*. Moskva: Izd-vo ASV. (in Russian)
- Konovalov, P. A. & Konovalov, V. P. (2011). *Osnovaniya i fundamenti rekonstruiuemyykh zdaniy*. Moskva: Izd-vo ASV. (in Russian)
- Mangushev, R. A. & Nikiforova, N. S. (2017). *Tekhnologicheskie osadki zdaniy i sooruzheniy v zone vliyaniya podzemnogo stroitelstva*. Moskva: Izd-vo ASV. (in Russian)
- Polishchuk, A. I. (2004). *Osnovy proektirovaniya i ustroystva fundamentov rekonstruiuemyykh zdaniy*. Norkhemp-ton: STT; Tomsk: STTY. (in Russian)
- Tuhaienko, Yu. F., Marchenko, M. V. Tklich, A. P. & Lohinova, L. O. (2018). *Pryroda deformuvannia gruntiv*. Odesa: Astroprint. (in Ukrainian)
- Ulitskiy, V. M., Shashkin, A. G. & Shashkin, K. G. (2010). *Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov*. Sankt-Peterburg: «Georekonstruktsiya». (in Russian)

Надійшла до редколегії 20.09.2020.

Прийнята до друку 16.10.2020.