



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v27i1.2>

УДК 624.131:624.154



ВИННИКОВ Ю.А.

Д-р. техн. наук, професор, професор кафедри нафтогазової інженерії та технологій, Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна
тел.: +38 067 256 42 86
E-mail: vynnykov@ukr.net
ORCID: 0000-0003-2164-9936



ХАРЧЕНКО М.О.

Канд. техн. наук, доцент, завідувач кафедри нафтогазової інженерії та технологій, Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна
E-mail: kharchenkomo@ukr.net
ORCID: 0000-0002-1621-2601



МАНЖАЛІЙ С.М.

Технічний директор, ПП «Технобуд-монтаж», м. Горішні Плавні Полтавської обл., Україна
E-mail: msn1975@i.ua
ORCID: 0000-0002-5819-6056

ПОСИЛЕННЯ ДЕФОРМОВАНОГО БУДИНКУ НА ПАЛЬОВОМУ ФУНДАМЕНТІ ПІДВЕДЕННЯМ ПІД РОСТВЕРКИ ПЛИТИ

АНОТАЦІЯ

Представлено результати геомоніторингу технічного стану деформованого п'ятиповерхового будинку, зведеного на забивних призматичних палях, об'єднаних стрічковим ростверком. Встановлено причину наднормативних деформацій основ фундаментів – неможливість досягнути вістрями паль проектної позначки, що призвело до значного зменшення їх несучої здатності. Удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із паль у складі стрічкового ростверку підведенням під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити. Викладено особливості нової розрахункової схеми системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки плити та результати моделювання з використанням методу скінчених елементів (МСЕ) напружено-деформованого стану (НДС) цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових. Оприлюднено нові

дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під ростверки плити. Подано результати реалізації цього проекту без відселення мешканців будинку.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ґрунтова основа, пісок, слабкий ґрунт, забивна призматична паля, залізобетонний ростверк, осідання, тріщина, моделювання, монолітна плита.

THE STRENGTHENING OF THE DEFORMED BUILDING ON THE PILE FOUNDATION BY A SLAB LAYING UNDER THE GRILLAGE

ABSTRACT

The results of the technical state geomonitring of a five-storey building erected on the driven prismatic piles are presented. The cause of the excessive foundation base deformations is the piles tips inability to reach the design depth, which leads to a significant



reduction of their load-bearing capacity. The structural-technological solution of strengthening the foundation with piles as a part of a strip grillage by laying a cast-in-place reinforced concrete slab under existing grillages is improved. The reinforcement consists of cast-in-place reinforced concrete L-shaped beams arranged under the grillage and linked by transverse reinforced concrete beams and, on the top, - by a 200 mm thick cast-in-place slab. So obtained ribbed reinforcement slab is based on fine alluvial sand of medium density. Its ribs are directed to the bottom. This design effectively redistributes the stress from uneven base deformations and has considerable rigidity at the minimum volume of groundworks. The features of a new analytical model of the "deformed building - driven prismatic piles as a part of a strip grillage - soil base with a weak underlying layer" system before and after underpinning the existing foundation grillage by the cast-in-place reinforced concrete slab and the results of this system stress-strain state (SSS) modeling by the finite element method (FEM) for assessing the system components combined operation are presented. The calculation by the FEM in the spatial (3D) scheme, taking into account the joint work of aboveground and underground structures, the pile foundation and soil base under it is performed. When assessing the building SSS, the foundations soil base was conditionally replaced by appropriate elastic coefficients. The new empirical data on the SSS change in the "deformed building - driven prismatic piles as a part of a strip grillage - soil base with a weak underlying layer" system resulting from the existing foundation grillage underpinning by the cast-in-place reinforced concrete slab are published. The results of the project execution (without the house residents resettlement) are presented.

KEYWORDS: soil base, sand, weak soil, driven prismatic pile, reinforced concrete grillage, settlement, crack, modeling, cast-in-place slab.

ВСТУП

Найпоширенішими причинами наднормативних осідань основ будівель і споруд є помилки при інженерно-геологічних вишукуваннях, неякісне проектування, порушення правил ведення робіт та їх експлуатації, а стосовно об'єктів на пильових фундаментах, ще й: некоректне застосування підвищуючих коефіцієнтів на результати компресійних випробувань сильностисливих ґрунтів; попадання вістря пиль у шар слабого ґрунту; занурення пиль вище проектної позначки; завищення несучої здатності пиль через недотримання оптимального часу їх «відпочинку» в пісках чи помилкова інтерпретація графіків «навантаження – осідання пиль»; надміру близьке розміщення пиль у плані, що при їх зануренні призводить до «виштовхування» вгору вже зану-

рених; нерівномірне завантаження пиль у складі ростверку; неврахування впливу завантаження сусідніх площ за умов щільної забудови; деформації будівель і споруд при забиванні поблизу них пиль і шпунту, розробці котлованів і т. ін. Вибір конструктивно-технологічних рішень посилення деформованої будівлі на пильовому фундаменті здійснюють після оцінювання технічного стану несучих конструкцій об'єкту та дослідження параметрів їх основ і фундаментів, встановлення причин наднормових деформацій основ [1 – 4].

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Відомі рішення збільшення несучої здатності пильових фундаментів деформованих споруд додаванням пиль до міцного ґрунту й улаштуванням виносних пиль за їх високої надійності мають значну ручну трудомісткість і вимагають тривалого періоду виконання робіт. Тому є сенс удосконалити достатньо ефективні для випадків суттєвих нерівномірних деформацій будівель, але водночас менш трудомісткі та більш швидкі рішення збільшення несучої здатності пильових фундаментів зі зміною напружено-деформованого стану (НДС) їх і ґрунтів основи, наприклад посилення фундаментів із пиль у складі стрічкового ростверку підведенням під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити [1 – 4].

З іншого боку, обґрунтовано коректність моделей стану ґрунту й 2D і 3D версій методу скінчених елементів (МСЕ) щодо розрахунків спільної роботи пиль у складі стрічкових і плитних ростверків з основою. Зокрема, 3D версія комплексу PLAXIS має цілу бібліотеку моделей механічної поведінки ґрунту (ідеальна пружно-пластична з критерієм міцності Мора-Кулона; ізотропного зміцнення; слабого повзучого ґрунту й ін.), що дає можливість варіювати геометрію фундаментів, відстежувати стадії НДС основи при різних траєкторіях навантаження, має зручний інтерфейс. Її добре апробовано для оцінювання НДС пильово-плитних фундаментів, куців пиль, стрічкових пильових фундаментів [4 – 13].

Проф. І. Бойко та ін. вирішено ряд задач моделювання НДС системи «плита – пиль – основа» у комплексі "VESNA" при використанні пружно-пластичної моделі ґрунту, заснованій на дилатансійній теорії В. Ніколаєвського, з критерієм умови пластичної течії Мізесап-Шлейхера-Боткина у модифікації І. Бойка. Доведено, що урахування взаємовпливу сусідніх пильових фундаментів суттєво змінює характер деформування основи, збільшуючи осідання фундаментів секційної висотної будівлі до 30%, а значення згинальних моментів у плитах у зоні стику секцій зростають у 1,5 – 2 рази [11].

І. Маєвська та ін. у 3D версії PLAXIS дослідили вплив чинників (крок пиль; відстань між їх ряда-



ми; довжина паль; типу паль (з вийманням і без виймання ґрунту); ґрунтів) на несучу здатність і деформативність системи «стрічковий ростверк – забивні палі постійного поперечного перерізу – ґрунт» до й після підсилення вдавненими палями. Встановлено частки навантаження, що сприймає новий ростверк (5 – 65%) і ростверк, створений при підсиленні палями стрічкового фундаменту (30 – 72%) [12]. Проф. М. Зоценко й ін. 2D і 3D моделюванням у PLAXIS системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – замоклі леси» отримали 15% похибку відносно даних тривалого нівелювання натурального об'єкту. Можливо урахувати неоднорідність ґрунту «зони впливу» паль. З досягненням другої критичної сили на систему, ґрунт навколо паль, їх розширень і під ростверком - працює в пластичній стадії. При цьому слід приймати значення модуля деформації за компресійними дослідженнями без підвищуючих коефіцієнтів [13].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

На характерному натурному об'єкті вдосконалити конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку й у 3D версії МСЕ, оцінити зміни НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», внаслідок підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Об'єкт, посилення якого здійснено без відселення мешканців – п'ятиповерховий житловий будинок з підвалом і технічним поверхом зведено в 1977 р. у м. Горішні Плавні Полтавської обл. Він має три блок-секції, з яких торцева ліва зазнала значних деформацій (рис. 1, а). Висота поверхів – 2,8 м, підвалу – 2,1 м. Товщина зовнішніх повздовжніх несучих і торцевих стін з силікатної цегли – 510 мм, а внутрішньої повздовжньої несучої стіни – 400 мм. Просторову жорсткість

забезпечують поперечні стіни сходової клітки та диски міжповерхових перекриттів. Конструктивну схему не можна вважати жорсткою. Через підвал проходить магістральна тепла мережа.

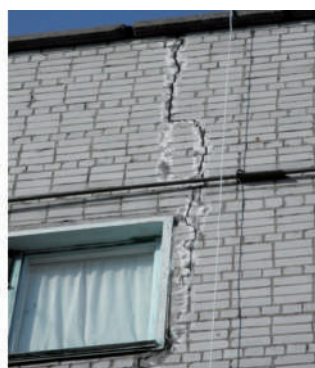
При обстеженні секції зафіксовано вертикальні тріщини із шириною розкриття до 20 мм (рис. 1, б і в) по всій висоті зовнішніх і внутрішніх несучих стін переважно в місцях спирання перемичок і над (під) прорізами, що свідчать про значні деформації основи фундаментів. Їх розвиток суттєво знижує просторову жорсткість секції, бо для розділених на частини зовнішніх і внутрішніх стін ця жорсткість вже не забезпечується поперечними стінами сходової клітки. На зовнішніх і внутрішніх стінах сходової клітки тріщини відсутні, що підтверджує попередні твердження [3].

Незначні тріщини в стінах і між плитами перекриття виникли ще після заселення будинку, та найбільших деформацій він зазнав у 1993 р. після прориву теплотраси. Тоді ж влаштовано тяжі з арматурних стрижнів діаметром 36 мм із талрепами для створення напруження в них (рис. 1), а в торцях встановлено горизонтальні балки з двох зварених швелерів №24 (кріплення тяжів до балок через кутик 140x10, встановлений по кутах будинку). Через те, що довжина тяжів між точками закріплення складала 67,2 м, тріщини розкривались і далі. У рівні перекриття третього й п'ятого поверхів стався обрив тяжів. На рівні цоколя влаштовано марки, за якими велось нівелювання, а на зовнішніх і внутрішніх несучих стінах – маячки, тріщини в них свідчать про розвиток деформацій.

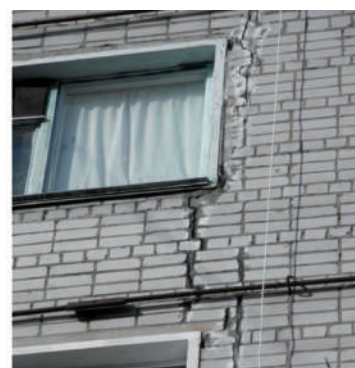
За проектом фундаменти – пальові із забивних призматичних паль довжиною 9 м і перерізом 350x350 мм, об'єднані стрічковим монолітним залізобетонним ростверком висотою 400 мм і шириною 400 і 500 мм відповідно під внутрішню та зовнішню несучі стіни. Крок паль під внутрішню стіну – 1100 мм, зовнішню – 1360 – 1530 мм, торцеві – 1600 мм. На ділянці (рис. 2) під насипом (ІГЕ-1а) і пісками мілкими намівними (ІГЕ-2с і ІГЕ-2п, відповідно середньої щільності й



а)



б)



в)

Рисунок 1 – Торцева блок-секція деформованої будівлі (а) та вертикальні тріщини (б і в) в її стінах



щільними з модулем деформації відповідно $E = 19,5$ і 35 МПа) загальною потужністю 7 м залягають ІГЕ-3 – супіски опіщанені, з прошарками мулів і глин, текучі ($E = 6,5$ МПа, вміст органіки – 8%), з 9 – 10 м – піски середньої крупності, щільні (ІГЕ-4, $E = 45$ МПа), а з 18 м – глина. Рівень ґрунтових вод у 2013 р. слав $6,8$ – $7,3$ м від земної поверхні. Неприятливі інженерно-геологічні процеси: динамічний вплив на піски від вибухів у кар’єрі; механічна суфозія з боку водонесучих комунікацій; товща до $2,3$ м ґрунтів з домішками органічних речовин. За проектом палі прорізали поховані ґрунти й заходили в ІГЕ-4. Тоді навантаження на палю під внутрішню та зовнішню несучу стіну відповідно склали $404,5$ і $390,6$ кН; її несуча здатність $F_d = 1334,8$ кН; допустиме розрахункове навантаження $N = 953,4$ кН; осідання основи фундаменту $S = 1,44$ см.

Суцільність і довжину палі оцінено комплексом Pile Integrity Tester PIT – W акустичним методом. Для цього пройдено 6 шурфів, де на 20 см оголено стовбур палі (рис. 3). Встановлено, що фактична довжина палі склала лише $4,5$ – $8,5$ м. Розрахунок палі №119 (шурф №1) довжиною $4,5$ м, зокрема, показав, що її осідання могло скласти $S = 2,2$ – $2,5$ см. Отже, різниця між осіданням палі довжиною 9 м і $4,5$ м – близько 1 см, що не могло викликати фактичні наднормові деформації. Та через «негативне тертя» від самоущільнення і механічну суфозію у наливних пісках від пориву теплотраси, які підсилювались інерційними силами від вибухів

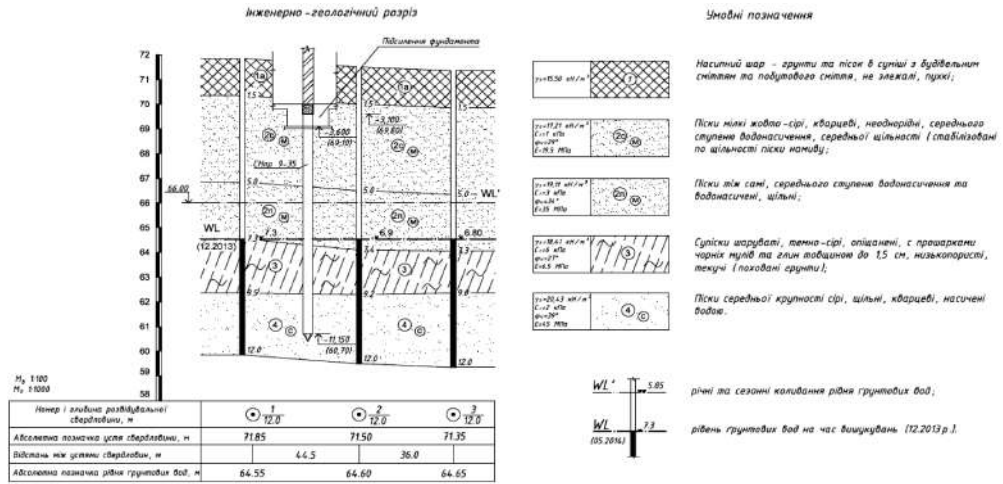


Рисунок 2 – Вертикальна прив’язка палі до інженерно-геологічного розрізу

у кар’єрі, несуча здатність палі знизилась до $F_d = 375,7$ 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.

Технічний стан фундаментів класифіковано як незадовільний. Тому їх посилення полягало в підведенні під ростверки залізобетонних балок L-подібного обрису (висотою 900 мм), які об’єднували поперечними балками, а зверху – монолітною плитою товщиною 200 мм. Бетон елементів посилення – класу міцності С20/25. Щоб включити плиту «в роботу» одразу ж після її влаштування, передбачено попереднє ущільнення піску наливного, мілкого під плиту щербем і трамбування її віброплитами.

Оцінювання спільної роботи надземних і підземних конструкцій будівлі, пального фундаменту та його основи виконували МСЕ у 3D розрахунковій схемі (рис. 4). При оцінюванні

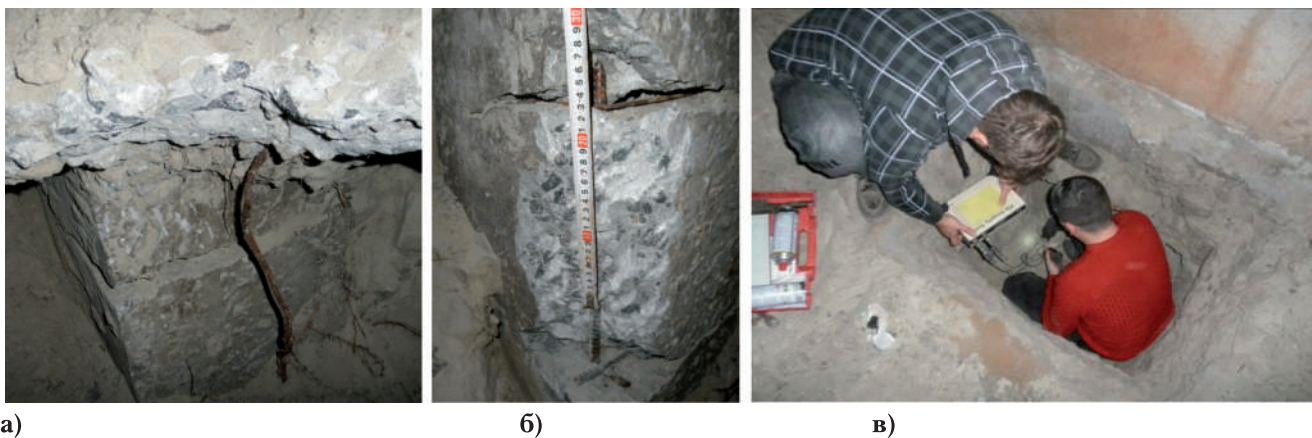
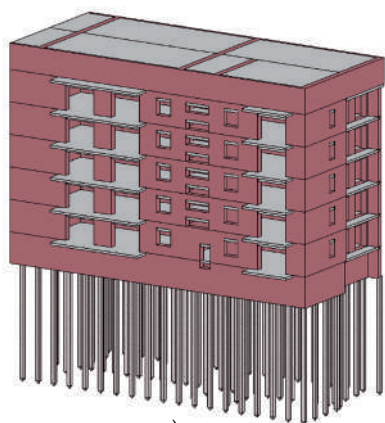
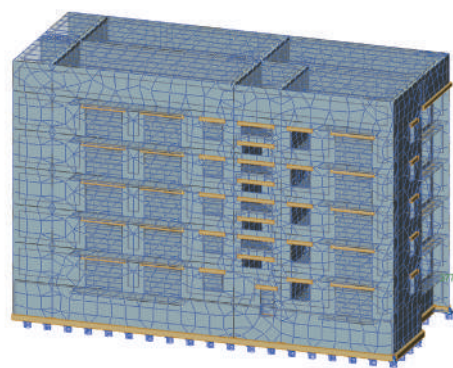


Рисунок 3 – Вигляд палі у ростверку з шурфу (а), дослідження армування (б) і контроль довжини палі (в)

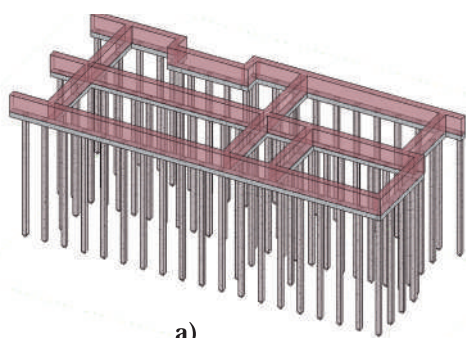


а)

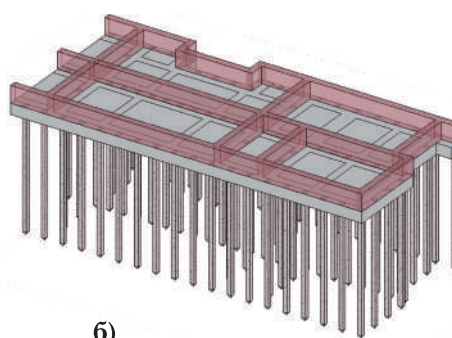


б)

Рисунок 4 – 3D схема будівлі (а) та 3D скінченно-елементна модель будівлі (б)



а)



б)

Рисунок 5 – 3D схема фундаментів до підсилення (а) та після підсилення (б)

фундаментів – величини згинальних і крутних моментів, поперечних і поздовжніх сил; у стінах – значення нормальних і дотичних поздовжніх сил, згинальних і крутних моментів і поперечних сил, тощо. У розрахунковій моделі будівлі прийнято такі передумови: з'єднання стін з плитами перекриття – шарнірне, стін з ростверками – шарнірне. У моделі використовували розрахункові параметри міцності, жорсткості та геометричні параметри конструкцій. Плити перекриття, сходові клітки, стіни й підсилення фундаментів змодельовані пластинчастими елементами, стрічкові ростверки і балки – стрижневими з відповідною поздовжньою та згинальною жорсткостями. Решта конструкцій, що не мають відношення до просторової жорсткості

НДС будівлі ґрунтову основу існуючих фундаментів умовно замінювали відповідними пружними коефіцієнтами, отриманими при 3D моделюванні НДС будівлі. Просторові моделі МСЕ її фундаментів до та після їх посилення подано на рис. 5.

Моделювання проведено для трьох станів будівлі: 1) на момент її здачі; 2) після підтоплення основи внаслідок прориву теплотраси; 3) після посилення фундаментів. Для початкового стану прийнято коефіцієнти постелі для паль $k=7000$ кН/м (рис. 6, а), для стану підтоплення враховано зменшення їх несучої здатності у певних зонах [3], де прийнято $k=5000$ кН/м (рис. 6, б).

При розрахунку конструктивної системи не враховували фактичне армування залізобетонних елементів, тому їх нелінійну роботу також не враховували. У результаті розрахунку конструктивної системи будівлі визначали: у плоских плитах перекриття, покриття та

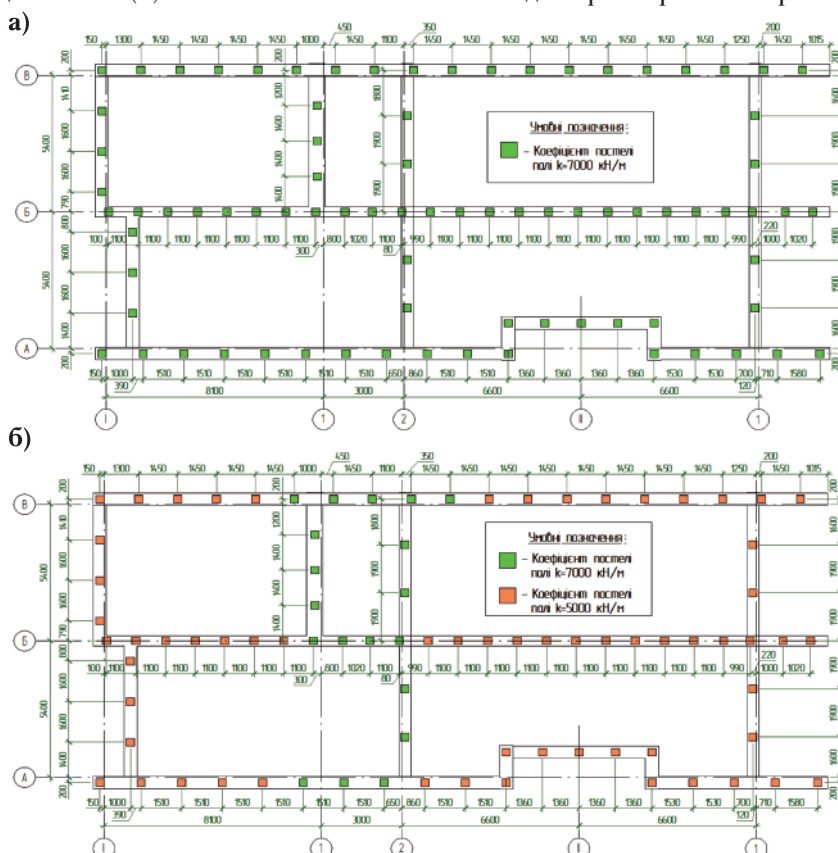


Рисунок 6 – Початкова жорсткість паль, яка врахована при моделюванні (а) та жорсткість паль, яка врахована при моделюванні, після підтоплення основи (б)



будівлі (перегородки, підлога, стеля, покрівля і т. ін.), задані еквівалентними навантаженнями, що прикладали у відповідних місцях моделі. Із результатів оцінювання НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки плити МСЕ проаналізуємо розподіл нормальних напружень (до горизонтальної площини) в елементах стін на сполучення існуючих навантажень з граничними розрахунковими значеннями.

Отримані величини напружень порівнювали із розрахунковим опором цегляної кладки розтягу за перев'язаним перерізом і міцності на стиск. Зокрема, приймалось, що кладка виконана з силікатної цегли М75 та розчину М25. Відповідно до табл. 9 (Додаток Р до ДБН В.2.6-162:2010) розрахунковий опір кладки розтягу за перев'язаним перерізом складає $f_{bk2}=0,11$ МПа. Відповідно до табл. 1 (Додаток Р до ДБН В.2.6-162:2010) розрахунковий опір кладки на стиск приймали $f_d=1,10$ МПа. На першому етапі моделювання визначено початковий характер напружень у кладці стін на момент спорудження будівлі до виникнення дефектів для фасаду 2-І (рис. 7, а). Напруження стиску не перевищують максимальних ($f_d=1,10$ МПа), а напруження розтягу в деяких зонах (наприклад, місця влаштування балконів) перевищують максимальні значення ($f_{bk2}=0,11$ МПа), що може бути наслідком невідповідності між розрахунковою моделлю та між реальною схемою розподілення напружень у цегляній кладці. Але також у стінах навколо сходової клітки прослідковуються напруження розтягу кладки, що в деяких зонах досягають межі міцності кладки на розтяг за перев'язаним перерізом, що може бути наслідком невдалих об'ємно-планувальних рішень будівлі чи помилок при проектуванні фундаментів будівлі.

На другому етапі враховано зміни несучої здатності паль через прорив теплотраси та визначено новий характер розподілу напружень у кладці стін. За характером розподілу напружень можливе узагальнення: через підтоплення основи відбулося нерівномірне осідання лівої та правої частин будівлі навколо сходової клітки (яка через фактичне розташування паль у пальовому полі має більшу жорсткість). Тому більшість тріщин зосереджені навколо сходової клітки. На схемах розподілу напружень (рис. 7, б) лініями виділено місця, де міцність цегляної кладки стін на розтяг перевищено ($f_{bk2}=0,11$ МПа), а тому найбільш можливе виникнення вертикальних тріщин за перев'язаним перерізом. Значення напружень

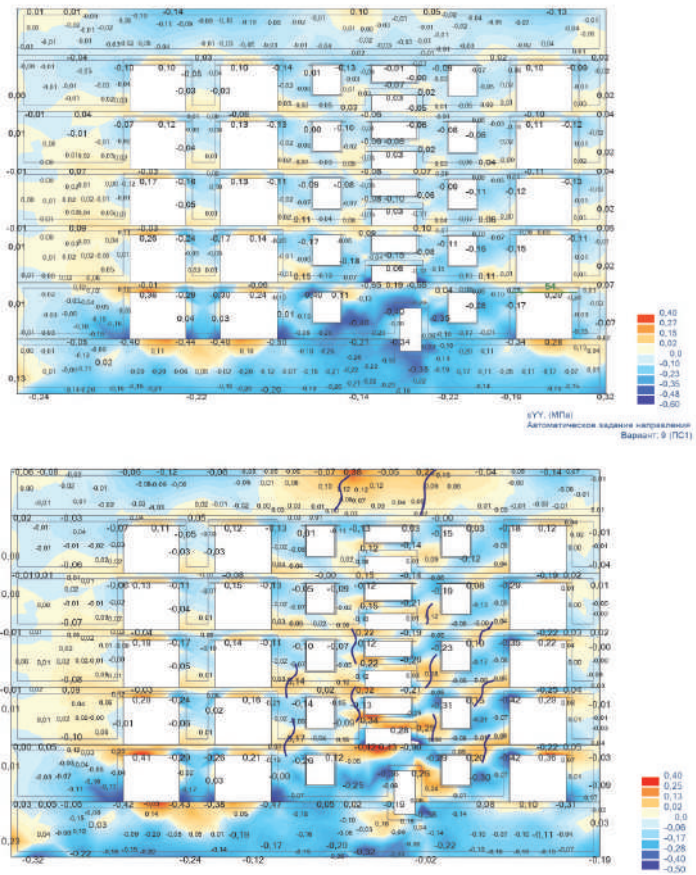


Рисунок 7 – Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді 2-І до виникнення дефектів (а), після підтоплення основи (б)

стиску не перевищують допустимих значень ($f_d=1,1$ МПа).

На рис. 8 наведено схему розміщення тріщин зовнішніх несучих стін за даними моніторингу [3]. Місця розташування та характер теоретичних (змодельованих МСЕ) вертикальних тріщин за перев'язаним перерізом практично співпадають з результатами обстежень. На третьому етапі враховано роботу елементів посилення фундаментів. На відповідній схемі розподілу напружень (рис. 9) видно, що посилення фундаменту суттєво прибрало нерівномірний характер розподілу напружень, наблизивши його до початкового стану. При цьому збереглась особливість розподілу напружень розтягнення в кладці навколо сходової клітки, та їх значення чи не перевищили межі міцності кладки на розтягу ($f_{bk2}=0,11$ МПа), чи перевищили їх у місцях аналогічних початковому стану будівлі.

Роботи з посилення фундаментів будівлі було реалізовано за 6 етапів (рис. 10):

- 1) відривання траншей та бетонування поперечних балок між ростверками повздовжніх несучих стін і під ростверками поперечних стін сходових кліток (рис. 10, а);
- 2) підведення L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін

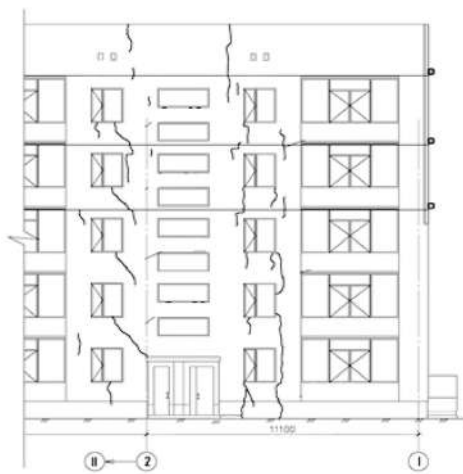


Рисунок 8 – Схема розміщення дефектів (тріщин) і пошкоджень у кладці зовнішніх стін на фасаді 2-І за даними геотехнічного моніторингу

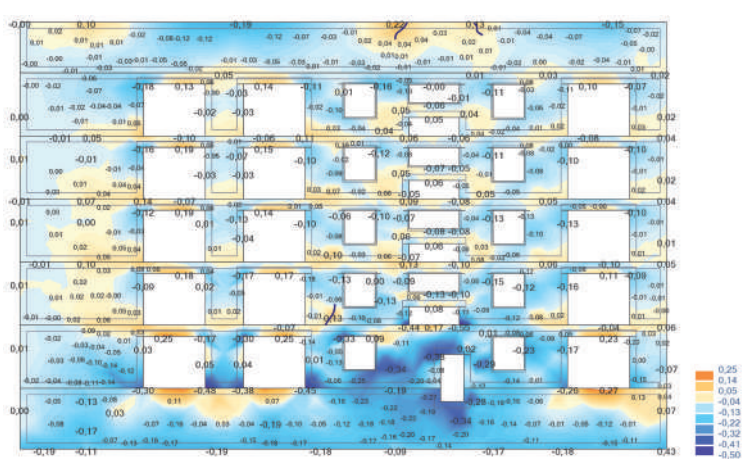


Рисунок 9 – Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді 2-І після підсилення фундаментів

- між осями «2» та «1» (рис. 10, б);
- 3) L-подібні балки, котрі залишилися, підводилися під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін між осями «2» та «1» (рис. 10, в);
- 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») (рис. 10, г);

- б) армування та бетонування верхньої монолітної плити посилення у суцільну жорстку просторову конструкцію (рис. 10, д).

ІНТЕРПРЕТАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА ЇХ

а)

б)

в)



г)

д)

е)

Рисунок 10 – Посилення фундаментів будівлі: а – відривання траншей та бетонування поперечних балок жорсткості між ростверками повздовжніх несучих стін і під ростверками поперечних стін сходових кліток; б, в, г – улаштування балок посилення під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін; д – армування та бетонування верхньої плити посилення; е – вигляд підвалу після завершення робіт



АПРОБАЦІЯ

Таким чином, було отримано ребристу плиту підсилення (рис. 10, е), основою якої є пісок намивний, мілкий, середньої щільності. Ребра плити спрямовані до низу. Вона добре перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій основ і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт, тобто в процесі посилення фактично влаштовано плитно-пальовий фундамент. У результаті геомоніторингу після посилення фундаментів об'єкту, який триває вже близько 4 років, 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.

ВИСНОВКИ

Отже, удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під ростверки монолітної залізобетонної плити. Розроблено нову 3D розрахункову схему 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 і виконано моделювання з використанням МСЕ НДС цієї системи, для оцінювання особливостей спільної роботи її складових. Отримано нові дослідні дані, про зміну НДС цієї системи, внаслідок підведення під ростверки плити, зокрема, фактичне створення плитно-пального фундаменту значною мірою приборало нерівномірний характер розподілу напружень і наблизило його до початкового стану. Доведено достатньо високу ефективність і надійність способу посилення пальових фундаментів у складі стрічкового ростверку підведенням плити.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Briaud J.-L. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Wiley. 2013. 1024p.
2. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М.: Изд-во АСВ. 2011. 384 с.
3. Vynnykov Yu., Manzhali S. Residential building's deformation on pile foundation. Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. 2019. Is. 2(53). P. 98–106. Doi: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1899>
4. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под ред.

В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. М.: Изд-во АСВ, 2014. 728 с.

5. Katzenbach R., Leppla S., Seip M., Kurze S. 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. Scotland. 2015. P. 601–606. Doi: <https://doi.org/10.1680/ecsmge.60678>
6. Жусупбеков А.Ж. Расчет осадки свайных фундаментов высотных зданий в грунтовых условиях Астаны. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. №3. С. 14–17.
7. Szerzo A., Batali L. Numerical modelling of piled raft foundations. Modelling particularities and comparison with field measurements. Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Sep. 17–22, 2017. Seoul, Korea. Ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. 2017. P. 3055–3058.
8. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий. Х.: «Типография Мадрид», 2017. 204с.
9. Minno M., Persio R., Petrella F. Finite element modeling of a piled raft for a tall building on cohesionless soil. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburgh. 2015. P. 4019–4024. Doi: <https://doi.org/10.1680/ecsmge.60678>
10. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий. М.: АСВ, 2018. 392 с.
11. Pidlutskyi V., Boyko I., Nosenko V. Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings. Civil and environmental engineering reports CEER. 2017. Vol. 26(3). P. 59 – 68. Doi: <https://doi.org/10.1515/ceer-2017-0035>
12. Маєвська І.В. Блащук Н.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсиленних фундаментів. Вінниця: ВНТУ, 2013. 168 с.
13. Зоценко М.А. Винников Ю.А. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. 346 с.

REFERENCES

1. Briaud, J.-L. (2013). Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Wiley.
2. Konovalov, P.A. & Konovalov, V.P. (2011). Bases and foundations of buildings under reconstruction. Moscow: Publishing House ASV.
3. Vynnykov, Yu. & Manzhali, S. (2019). Residential building's deformation on pile foundation.



Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering, 2(53), 98-106. Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1899>.

4. Ilyichev, V.A. & Mangushev, R.A. (Eds.) (2014). Handbook of geotechnics. Bases, foundations and underground structures. Moscow: Publishing House ASV.
5. 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 ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburg. DOI: <https://doi:10.1680/ecsmge.60678>.
6. Zhusupbekov, A.Zh. (2012). Calculation of sedimentation of pile foundations of high-rise buildings in soil conditions of Astana. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 14-17.
7. Szerzo, A., & Batali, L. (2017). Numerical modelling of piled raft foundations. Modelling particularities and comparison with field measurements. Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea.
8. Samorodov, A.V. (2017). Designing the effective combined pile and plate foundations of multi-storey buildings. Kharkiv: Madrid.
9. Minno, M., Persio, R., & Petrella, F. (2015). Finite element modeling of a piled raft for a tall building on cohesionless soil. Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Edinburg. DOI: <https://doi:10.1680/ecsmge.60678>.
10. Shulyatyev, O.A. (2018). Basis and foundations of high-rise buildings. Moscow: Publishing House ASV.
11. Pidlutskiy, V., Boyko, I., & Nosenko, V. (2017). Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings. Civil and environmental engineering reports CEER, 26(3), 59-68. DOI: <https://doi: 10.1515/ceer-2017-0035>.
12. Maevska, I.V., & Blaschuk, N.V. (2013). Taking into account the work of the grille as part of the tape pile and reinforced foundations. Vinnytsia: VNTY.
13. Zotsenko, M.L., & Vynnykov, Yu.L. (2019). Nonexcavated foundations. Poltava: PoltNTU.

Стаття надійшла до редакції 16.02.2021 року